



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

POSGRADO EN INGENIERÍA

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE
SISTEMAS DE PISOS EN ESTRUCTURAS PREFABRICADAS
DE CONCRETO**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

DOCTOR EN INGENIERÍA

(Estructuras)

Presenta:

M. I. John Jairo Blandón Valencia

Dirigida por:

Dr. Mario E. Rodríguez



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.

A mis padres Miguel y Silvia, a mis hermano Luís y hermana Gloria por su gran apoyo

A mi polla por ser incondicional

A todos aquellos que han aportado su granito de arena en mi crecimiento

La duda es la madre del descubrimiento. Ambrose Bierce

Si buscas resultados distintos, no hagas siempre lo mismo. Albert Einstein



CONTENIDO

RESUMEN	V
ABSTRACT	V
CONTENIDO	VII
LISTA DE TABLAS	XI
LISTA DE FIGURAS	XIII
LISTA DE SIMBOLOS	XVII
1. INTRODUCCION	1
1.1. ANTECEDENTES	1
1.2. ALCANCES Y OBJETIVOS.....	2
2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	5
2.1. SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS	5
2.1.1. <i>Tipos de sistemas de piso</i>	5
2.1.1.1. Vigüeta y bovedilla.....	5
2.1.1.2. Losa extruida	6
2.1.1.3. Viga T y doble T.....	7
2.1.2. <i>Comportamiento de los sistemas de piso prefabricados</i>	8
2.2. DIAFRAGMAS	9
2.2.1. <i>Diafragma rígido</i>	10
2.2.2. <i>Diafragma flexible</i>	10
2.2.3. <i>Diafragmas prefabricados</i>	10
2.3. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE DIAFRAGMAS.....	11
2.3.1. <i>Interpretación de la evaluación de las fuerzas de piso con base en el RCDF</i>	12
2.3.2. <i>Interpretación de la evaluación de las fuerzas de piso con base en el UBC</i>	14
2.3.3. <i>Consideraciones para el diseño</i>	15
2.4. RESULTADOS DE LOS ANALISIS EN LOS SISTEMAS DE PISO DESPUES DEL SISMO DE NORTHRIDGE EN 1994 EN CALIFORNIA.	18
3. ESTUDIO PARAMÉTRICO DE FUERZAS INERCIALES EN LA RESPUESTA DINÁMICA NO LINEAL DE EDIFICIOS	21
3.1. DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO Y DE LOS EDIFICIOS EMPLEADOS	21
3.2. DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS.....	26
3.2.1. <i>Descripción de los acelerogramas</i>	27
3.2.2 <i>Evaluación de la resistencia de los edificios</i>	28
3.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINAMICO NO LINEAL	30
3.4 ACELERACIONES DE PISO	36
3.5. PROPUESTA PARA LA EVALUACION DE LAS ACELERACIONES DE PISO.....	45

4. EVALUACIÓN DE FUERZAS INERCIALES EN LA RESPUESTA DINAMICA NO LINEAL DE ALGUNOS EDIFICIOS ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA EN LA UNIVERSIDAD DE ILLINOIS.....	51
4.1. DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO Y DE LOS EDIFICIOS	51
4.2. COMPARACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y DE MODELOS ANALITICOS PARA LOS EDIFICIOS ANALIZADOS	58
4.3. ANALISIS DE LAS ACELERACIONES DE PISO EN LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS	69
4.4. EVALUACIÓN DE LAS ACELERACIONES DE PISO	71
5. ESTUDIO DE LAS FUERZAS INERCIALES EN EDIFICIOS MINIATURA ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA EN ESTA INVESTIGACIÓN	75
5.1. DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES	75
5.1.1. Descripción del proceso constructivo	78
5.1.2. Materiales empleados	79
5.2. MODELO PARA ANÁLISIS NO LINEAL	80
5.2.1. Descripción del modelo analítico.....	80
5.2.2. Descripción de las propiedades de rigidez y resistencia para los fusibles	81
5.3. RESISTENCIA DE LOS EDIFICIOS	87
5.3. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES REALIZADOS EN LOS EDIFICIOS	88
5.3.1. Ensaye de vibración ambiental y forzada	88
5.3.2. Ensayes ante sismos	88
5.3.2.1. Selección del sismo para los ensayos	88
5.3.2.2. Ensaye en mesa vibradora con sismo de intensidad baja	89
5.3.2.3. Ensaye en mesa vibradora con sismo de intensidad alta	92
5.4. INSTRUMENTACIÓN DE LOS EDIFICIOS	94
5.5. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYES A LOS ESPECIMENES.....	96
5.5.1. Sismo de intensidad baja.....	96
5.5.1.1. Identificación de propiedades dinámicas	96
5.5.1.2. Comparación de resultados experimentales y el modelo analítico.....	105
5.5.2. Sismo de intensidad alta.....	109
5.5.3. Evaluación de las fuerzas de piso	117
6. PROPUESTA DE DISEÑO SÍSMICO DE SISTEMAS DE PISO RESISTENTES A FUERZAS SÍSMICAS EN SU PLANO	123
6.1. EVALUACION DE UNA PROPUESTA PARA EL CALCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO EN EL PLANO PARA SISTEMAS DE PISO DE EDIFICIOS EN EL DISTRITO FEDERAL	124
6.2. EVALUACION DE UNA PROPUESTA PARA EL CALCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO EN EL PLANO PARA SISTEMAS DE PISO DE EDIFICIOS EN LAS COSTAS DE ACAPULCO, GUERRERO	127

6.3. EVALUACION DE UNA PROPUESTA PARA EL CALCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO EN EL PLANO EN SISTEMAS DE PISO DE EDIFICIOS A PEQUEÑA ESCALA ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA EN LA UNIVERSIDAD DE ILLINOIS	130
6.4. EVALUACION DE UNA PROPUESTA PARA EL CALCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO EN EL PLANO EN SISTEMAS DE PISO DE EDIFICIOS MINIATURA ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA EN EL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM.....	131
6.5. PROPUESTA PARA EL REGLAMENTO DE LA SECCIÓN DE SISTEMAS DE PISO.....	132
7. EJEMPLOS DE APLICACIÓN PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE PISO	135
7.1. EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE PISO.....	135
7.1.1. <i>Evaluación de las fuerzas de diseño para un edificio en el DF</i>	135
7.1.2. <i>Evaluación de las fuerzas de diseño para un edificio en Acapulco</i>	136
7.2. EJEMPLO DE DISEÑO DE SISTEMAS DE PISO DE UN EDIFICIO EN EL DISTRITO FEDERAL.....	138
7.2.1. <i>Diseño del sistema de piso con base a la normativa de considerarlo como viga</i>	139
7.2.2. <i>Diseño del sistema de piso con base en el empleo del modelo de puntal y tirante</i>	141
7.3. EJEMPLO DE DISEÑO DE SISTEMAS DE PISO DE UN EDIFICIO EN ACAPULCO, GUERRERO	146
7.4. MODELO SIMPLIFICADO DE PUNTAL Y TIRANTE.....	147
8. CONCLUSIONES.....	149
9. RECONOCIMIENTO	151
10. REFERENCIAS.....	153
APENDICE A. REFUERZO DE VIGAS Y COLUMNAS PARA EDIFICIOS DISEÑADOS EN EL DF Y COSTAS DE ACAPULCO	157
APENDICE B. RESULTADOS DEL ANALISIS MOMENTO-CURVATURA PARA LOS EDIFICIOS DISEÑADOS.....	161
APENDICE C. ANALISIS DE LA RESPUESTA ELASTICA DE EDIFICIOS	177

RESUMEN

En este trabajo se analiza la respuesta dinámica de edificios diseñados con base en las Normas Técnicas para Diseño por Sismo para el Distrito Federal y para el Estado de Guerrero, así como la respuesta de edificios ensayados en mesa vibradora con el fin de evaluar las fuerzas inerciales en el plano de los sistemas de piso de estos edificios. Del total de edificios ensayados en mesa vibradora y analizados en este estudio, cuatro corresponden a ensayos llevados a cabo en la Universidad de Illinois (EEUU) y dos en el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Los resultados de esta evaluación de fuerzas de piso, en las diferentes estructuras, se compararon con las fuerzas obtenidas empleando los procedimientos que especifica la normativa vigente en México. Se propone un procedimiento para evaluar estas fuerzas, basado en el comportamiento inelástico analítico y experimental de los edificios estudiados y aplicable a cualquier tipo de sistema de piso. Este procedimiento es diferente al de la normativa para el DF y muestra que en algunos casos el criterio de ésta lleva a resultados del lado de la inseguridad. Se hace énfasis en los procedimientos de diseño de sistemas para los sistemas de piso prefabricados, ya que, como se describe en este trabajo, la naturaleza de la unión hace que éstos sean vulnerables al daño durante un sismo si las trayectorias de carga, así como las conexiones, no han sido diseñadas por sismo apropiadamente.

ABSTRACT

This research analyses the dynamic response of different structures designed according to current Mexican building codes. Four of the analyzed buildings were tested in shaking table test at the University of Illinois (USA) and two structures were tested at National University of Mexico. The results of this experimental research were analyzed in order to study the inertial forces in the floor systems. Measured floor accelerations were used to compute floor forces and these results were compared with those calculated using provisions of the Mexican building code. A design procedure, applicable to any type of floor system, takes into account the inelastic behavior of building, is proposed to define the in-plane seismic forces in buildings. It is shown that the design procedure for the evaluation of these forces according to the Mexico City Building Code might not be appropriated in some cases. Emphasis in the design procedures is given to the precast floor systems because their connections make them vulnerable to the seismic damage.

1. INTRODUCCION

1.1. ANTECEDENTES

Las estructuras prefabricadas son aquellas en las que sus elementos se construyen principalmente en un lugar diferente al de su posición definitiva. Pueden ser de concreto, acero, mampostería o cualquier otro material de construcción. Este procedimiento de construcción no es muy reciente y se encuentra en diversas épocas de la historia del hombre. Un hecho importante en este campo ha sido el que desarrollaron las culturas prehispánicas de Mesoamérica, las cuales llegaron a soluciones prefabricadas tallando piezas de piedra que posteriormente eran empleadas para formar sus monumentos, figuras, templos o pirámides.

Debido al desarrollo y crecimiento de las ciudades, ha sido necesario buscar nuevas formas de construcción, más ligeras, que no ocupen tanto espacio y que sean a la vez funcionales. En un inicio, se construyeron edificaciones donde se combinaban la arcilla y madera; posteriormente aparecen bloques de arcilla cocidos, ampliando el concepto de mampostería. Simultáneamente se desarrollaron el concreto y el acero, con lo que se aumentó la resistencia en las construcciones y se aprovechó el espacio al poder crecer las estructuras en altura. El crecimiento acelerado de las ciudades ha requerido una mayor rapidez en la ejecución de obras civiles como edificios, vías, acueductos, etc., por lo que es necesario desarrollar procedimientos de construcción que estén acordes con la demanda de la población. Un ejemplo de estos procedimientos es el caso de las estructuras prefabricadas de concreto reforzado.

De acuerdo con la definición de estructuras prefabricadas de concreto, el concreto prefabricado se refiere al proceso de construcción ordenado en el que los elementos de concreto son colados en un lugar distinto al de su posición final y con el cual se busca realizar construcciones en un tiempo menor y con mejor calidad que aquellas obras construidas con la forma tradicional de colado en sitio.

Una actividad relevante que desarrolla la industria de la prefabricación en la construcción de edificios es la de sistemas de pisos, donde se emplean elementos como la vigueta y bovedilla, losas extruidas o vigas doble T, con el objeto de aligerar y acelerar la construcción de las edificaciones, ya que al no requerir cimbra facilita el proceso constructivo. Los sistemas de piso son requeridos básicamente para transmitir la carga vertical así como para transferir las fuerzas de inercia generadas en el plano debidas a las acciones laterales, principalmente sismos.

Comúnmente los sistemas de piso son conocidos como diafragmas y generalmente se admite la hipótesis que son elementos horizontales de gran peralte. Como se describe en este trabajo, la

naturaleza de unión de los sistemas de piso prefabricados hace que éstos sean vulnerables al daño durante un sismo si las trayectorias de carga, así como las conexiones, no han sido detalladas apropiadamente.

En el sismo de Northridge, California 1994, se observó que los sistemas de piso, especialmente los prefabricados, presentaron un comportamiento diferente al supuesto en el análisis, por lo que a partir de este evento existe un mayor interés en conocer el comportamiento sísmico de los sistemas de piso y de contar con procedimientos de diseño sísmico en los reglamentos de construcción. Sin embargo, el estado del conocimiento en esta área es todavía escaso.

1.2. ALCANCES Y OBJETIVOS

En este trabajo se hace una revisión de la literatura sobre los aspectos mas relevantes del diseño y comportamiento sísmico de sistemas de piso prefabricados de concreto, se describen algunas de las técnicas y elementos comúnmente empleados para su construcción así como las especificaciones que los reglamentos tienen para ellas.

Los principales objetivos de esta investigación son estudiar el comportamiento sísmico de sistemas de piso en edificios, considerando el efecto de las fuerzas sísmicas actuando en el plano del diafragma. Además, se pretende revisar los procedimientos de reglamentos para la evaluación de estas fuerzas de piso, así como proponer procedimientos de diseño sísmico para la evaluación de las fuerzas actuantes en el plano de sistemas de piso, con el fin de ser aplicados en reglamentos, así como metodologías para el diseño de los mismos con aplicación a sistemas prefabricados. Cabe destacar que estos procedimientos pueden también ser aplicados a sistemas colados en sitio.

Para lograr los objetivos mencionados, el desarrollo de este trabajo se dividió en varios capítulos. En el capítulo dos se muestra el desarrollo del conocimiento actual sobre el tema. El capítulo tres muestra un estudio paramétrico en donde se diseñaron varios edificios a base de marcos de acuerdo con reglamentos de construcción para el DF y para el estado de Guerrero. Posteriormente con ayuda de un programa de cómputo se analizó la respuesta no lineal de los referidos edificios ante acciones sísmicas y se compararon las fuerzas en el sistema de piso obtenidas en estos análisis con las fuerzas que especifica el reglamento de construcción para la Ciudad de México y el estado de Guerrero. En el capítulo 4 se utilizaron los resultados de ensayos realizados en mesa vibradora en otras universidades, dado que los objetivos de esas investigaciones eran diferentes a los objetivos de este trabajo. Estos resultados permitieron estudiar las aceleraciones en los diferentes niveles cuando un edificio es sometido a acciones sísmicas. El capítulo 5 describe los ensayos experimentales realizados en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, en dos estructuras metálicas en miniatura de cinco

niveles diseñadas para la costa de Guerrero. Los capítulos 6 y 7 corresponden al desarrollo de un procedimiento propuesto a partir de los resultados de este estudio, para el diseño de los sistemas de piso, en donde se muestra la propuesta para la evaluación de las fuerzas de diseño para estos sistemas a partir de los espectros de diseño de los reglamentos de construcción de la Ciudad de México y el Estado de Guerrero. A partir de estas fuerzas se llevan a cabo ejemplos para el diseño de sistemas de piso prefabricados.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

2.1. SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS

El empleo de estructuras prefabricadas especialmente de sistemas de piso de concreto prefabricado es un paso importante en la solución del problema de vivienda en México. También son útiles en edificaciones para otros fines, como comerciales, industriales u oficinas. Los sistemas de piso de concreto prefabricado y presforzado ofrecen ventajas significativas en muchas de las etapas constructivas de una edificación, entre las que se destacan diseño, tiempo de fabricación, disminución de la cimbra y pueden ser empleados con cualquier sistema estructural ya sea de concreto, acero o mampostería. En la actualidad, principalmente por la poca difusión en México de este tipo de sistemas de piso, su empleo no ha sido muy amplio. Sin embargo, dada la tendencia actual de cambios asociados a procesos de innovación tecnológica, es de esperar que en poco tiempo se utilicen más las estructuras prefabricadas, en particular los sistemas de piso prefabricados.

2.1.1. Tipos de sistemas de piso

Existe una variedad amplia para construir sistemas de pisos prefabricados en edificaciones y depende básicamente del uso que se le dé a la edificación, de la longitud del claro a cubrir, así como de las facilidades para el montaje. Algunos de los sistemas comúnmente empleados se describen a continuación.

2.1.1.1. Vigueta y bovedilla

El sistema de piso denominado Vigueta y Bovedilla está formado por elementos presfrozados portantes (vigüeta presforzada), bovedilla de cemento-arena o en ocasiones de poliestireno y una losa de compresión, conocida también como firme, hecha de concreto, con espesor mínimo de 4 cm. La losa generalmente está armada con una malla electrosoldada 6x6-10/10 y rodeada perimetralmente con una cadena o trabe armada con 4 varillas y estribos en la que la vigüeta penetra por lo menos 5 cm. La figura 2.1 muestra un detalle general del sistema constructivo a base de vigüeta y bovedilla. Este sistema se usa actualmente en viviendas unifamiliares y en edificios de 1 a 5 niveles. El sistema de vigüeta y bovedilla ha sido satisfactorio en edificaciones habitacionales de pocos niveles, pero su uso no está restringido solamente a estas edificaciones. Se ha utilizado en edificios de 10 y 15 niveles, puentes peatonales y vehiculares, techumbres de naves industriales, losas para tapar los cajones de cimentación, estacionamientos y andenes de carga y descarga, entre otros. Los fabricantes de vigüeta presforzada las producen con distintos peraltes, h . Por ejemplo: $h= 11, 13, 14, 15, 16, 20$ y 30 cm. Las

bovedillas de cemento-arena se fabrican en alturas de 13, 14, 15, 16, 20 y 26 cm y en cualquier altura cuando se trata de bovedilla de poliestireno.

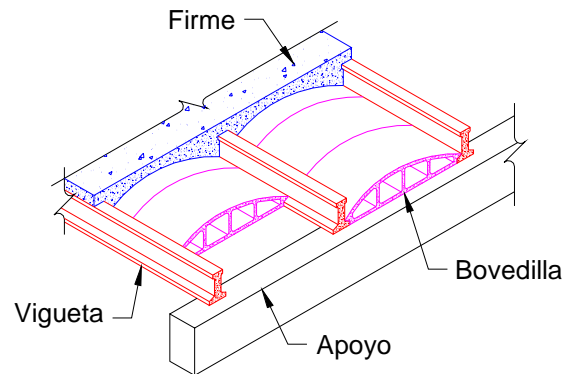


Figura 2.1. Sistema de piso de viga y bovedilla

2.1.1.2. Losa extruida

Las losas extruidas también llamadas losas aligeradas o placas de corazones huecos (figura 2.2) son elementos estructurales pretensados que se pueden usar para entrepisos, cubiertas, fachadas de edificios y como muros de carga. Son ideales para claros de 8 a 14 m, y con sobre cargas útiles altas, de 500 a 2000 kg/m². En la mayor parte de los casos sobre estos elementos se cuele una losa (firme), armada con malla por lo general 6x6-8/8 o 6x6-6/6, la cual cumple con dos fines: a) lograr un efecto de diafragma al darle mayor comportamiento monolítico a la losa, b) ayudar a evitar problemas de filtraciones de agua al tapar las posibles fisuras de las juntas entre elementos. Sin embargo, estos elementos también se pueden emplear sin el firme cuando la aplicación no lo requiera (por ejemplo, estacionamientos, entrepisos de bodegas, centros comerciales). Los peraltes más comunes que se fabrican en México son de 10, 15, 20, 25 y 30 cm, con anchos que pueden ser de 1.00 m y 1.20 m. Si llevan el firme integrado aumentan su peralte. Se recomienda que el firme colado en sitio tenga un espesor mínimo de 5 cm pudiendo ser mayor, (por ejemplo 10 cm), lo que dependerá del uso de la losa, cargas, claros a cubrir, etc. Cabe mencionar que el tipo de refuerzo de estos elementos varía de país a país. Por ejemplo, en Europa es común usar alambre de presfuerzo de 4 mm de diámetro, en Estados Unidos y Canadá se usa torón para presforzarlas y en México por lo general se usa alambre de 5 o 6 mm de diámetro; en pocos casos se usa torón.

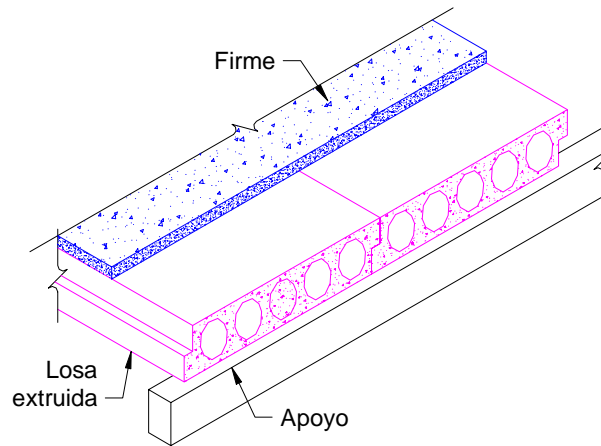


Figura 2.2. Sistema de piso de losa extruida

2.1.1.3. Viga T y doble T

Este tipo de sistema de piso es a base de elementos presforzados de concreto. Se emplea para claros del orden de 10 a 25 m. En algunas ocasiones son elementos estructurales de concreto prefabricado de peralte variable, que se emplean únicamente como elemento de cubierta. En estos casos el patín superior a dos aguas permite desalojar el agua de lluvia de manera natural y se emplean como sistemas de cubierta en naves industriales, centros comerciales, gimnasios, escuelas, etc. En la figura 2.3 se muestran las vigas doble T. Es común que éstas sean unidas mediante placas embebidas y posteriormente soldadas, con la finalidad de evitar movimientos diferenciales en sentido vertical. Igual que en el caso anterior se realiza un colado de una capa de concreto en su parte superior la cual cumple el papel de diafragma y de ligar a las vigas.

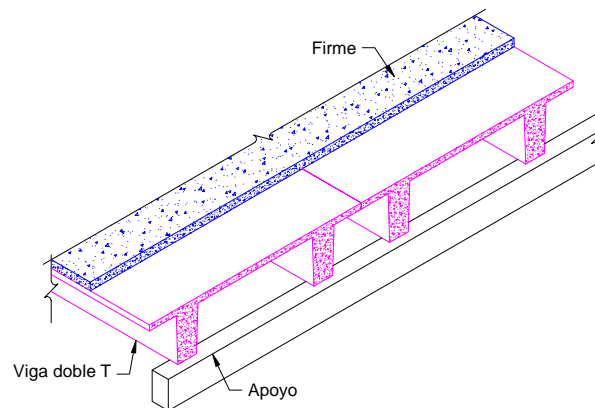


Figura 2.3. Sistema de piso con los doble T

2.1.2. Comportamiento de los sistemas de piso prefabricados

Aunque generalmente toda edificación cuenta con sistemas de piso, la atención a los criterios para evaluar y resistir fuerzas sísmicas en el plano de sistemas de piso había sido poca antes del sismo de Northridge en 1994 en California. Los colapsos de algunas estructuras prefabricadas en el referido sismo sugieren que éstos ocurrieron por fallas en los sistemas de piso (Fleischman et al., 1998). En la mayor parte de estos casos, las edificaciones eran destinadas a estacionamientos y su estructuración se basaba en la combinación de muros estructurales de concreto reforzado, localizados en la periferia, diseñados para resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas y marcos prefabricados de concreto diseñados para resistir principalmente cargas gravitacionales. Después del sismo de Northridge, en algunos edificios prefabricados los muros estructurales quedaron en pie, sin evidencias de daños relevantes y los pisos llegaron al colapso. Esto sugiere que hubo una mala concepción estructural en donde las fuerzas sísmicas actuantes en el plano de los pisos no fueron transferidas a los elementos verticales, como es la hipótesis usual que se emplea en el análisis sísmico de edificaciones. En la figura 2.4 se muestran diferentes fotos de edificaciones donde el colapso fue originado básicamente por el mal comportamiento de los sistemas de piso.

Se debe mencionar que en el sismo de Northridge se midieron aceleraciones en pisos de edificaciones que indican amplificaciones de la aceleración del terreno mayores que las que se deducirían de la aplicación de reglamentos (Hall, 1995). También es de interés el comentar algunos resultados de los ensayos del espécimen estudiado en el programa PRESSS, el cual ha sido descrito con detalle en la literatura (Priestley et al., 1999). Este espécimen fue de concreto prefabricado, de cinco niveles, en una dirección estaba formado por marcos prefabricados, en la otra con muros de concreto postensados y marcos prefabricados de concreto diseñados para tomar sólo carga gravitacional. Las fuerzas sísmicas por nivel medidas en el ensayo pseudodinámico del espécimen fueron bastante mayores que las calculadas con procedimientos que estipulan reglamentos actuales, lo que sugiere efectos importantes de modos superiores (Priestley et al., 1999). Estos resultados indican que los procedimientos que estipulan reglamentos vigentes para el cálculo de fuerzas en el plano de diafragmas estarían del lado de la inseguridad. El problema del diseño sísmico de sistemas de piso se agrava porque el conocimiento que se tiene sobre el comportamiento de los sistemas de piso es poco, tanto a nivel experimental, como en su respuesta ante sismos, situación que no es igual en elementos como vigas, muros y columnas en donde el conocimiento es tan amplio que se cuentan con criterios específicos para su diseño y construcción. Como consecuencia, los criterios que actualmente emplean diversos reglamentos para definir la trayectoria de las fuerzas sísmicas en el plano de los sistemas de

piso, así como para definir la resistencia en las secciones críticas son confusos y en ocasiones del lado de la inseguridad, por lo que se pone en riesgo la estabilidad de la estructura.



Figura 2.4. Colapso de estructuras debidas a falla en el sistema de piso.

2.2. DIAFRAGMAS

En general, toda construcción cuenta con sistemas verticales y horizontales que soportan las cargas gravitacionales e inerciales y con elementos denominados “diafragmas” que ligan la estructura y transfieren las fuerzas inerciales hacia los marcos y muros estructurales como se observa en la figura 2.5. Con lo anterior se logra tener una estructura estable y trayectorias para las cargas laterales de forma adecuada hasta el nivel de cimentación. Una hipótesis de diseño es considerar que los sistemas de piso y techo cumplen con la función de diafragma, además de transmitir la carga gravitacional. Dependiendo de la forma en la cual distribuye la fuerza lateral se dividen en diafragmas “rígidos” y diafragmas “flexibles”.

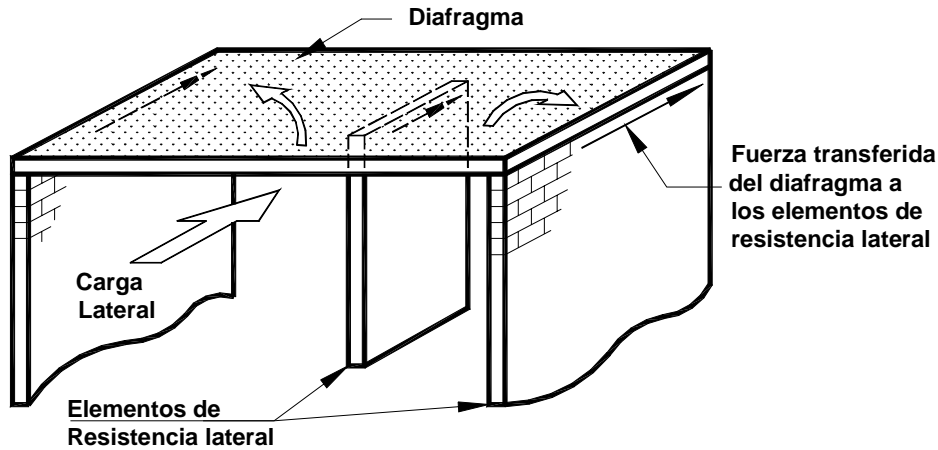


Figura 2.5. Transferencia de carga en los diafragmas.

2.2.1. Diafragma rígido

Como su nombre lo indica son elementos altamente rígidos en su plano ante las cargas laterales impuestas. Las fuerzas se distribuyen en su plano y además se considera que la deformación producida por dichas cargas en todos los puntos es la misma. Esencialmente actúa como una placa de piso sujeta a fuerzas de flexión y de corte transmitidas a los elementos de resistencia lateral según su rigidez. En estos casos se considera que el diafragma posee mayor rigidez que los elementos a los cuales transfiere la carga lateral.

2.2.2. Diafragma flexible

Son aquellos que sufren deformaciones y rotaciones diferentes en cada punto de su plano como se explica en la próxima sección. En forma sencilla, la fuerza horizontal es distribuida como lo haría una viga simplemente apoyada o continua, según sea el caso, en donde los claros estarían delimitados por los elementos de resistencia lateral. Para este tipo de diafragma se considera que la rigidez de los elementos de apoyo es mayor que la del mismo diafragma. Esta característica es común encontrarla en edificios donde la relación largo/ancho de la planta es mayor que dos, en sistemas de pisos con relación aberturas/área en planta superior a 15% o en plantas irregulares en forma de L, T, Y o similares.

2.2.3. Diafragmas prefabricados

En comparación con los sistemas de piso colados en sitio, en los diafragmas prefabricados es más complejo determinar un comportamiento específico, debido a que presentan diversidad de puntos donde se deben revisar los esfuerzos y mecanismos de transferencia de carga, los cuales varían de acuerdo con los elementos empleados para su construcción como son: vigas TT, losas extruidas, viguetas, entre otros. En la figura. 2.6 (Elliot et al., 1992) se muestran las fuerzas que actúan en estos

sistemas de piso y la transferencia de carga que presentan algunos puntos importantes. La carencia de suficiente información y el papel importante que cumplen los diafragmas para la resistencia de cargas laterales hace que se tomen criterios demasiado conservadores al momento de diseñar y construirlos (Drysdale et al., 1994).

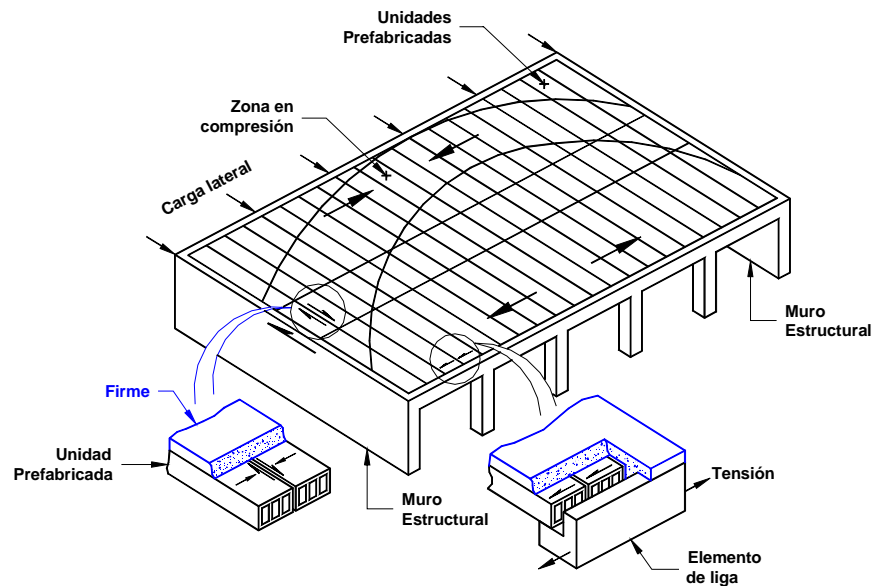


Figura 2.6. Sistema de piso prefabricado (Elliot et al., 1992)

2.3. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE DIAFRAGMAS

En lo que sigue se describe el problema de la evaluación de las fuerzas sísmicas en el plano de sistemas de piso, así como la trayectoria de éstas y algunos criterios para definir sus resistencias. El diseño de una edificación se puede dividir en dos partes principales, una que sería el diseño de la estructura que resistirá las fuerzas laterales y transmite la carga hasta el nivel de la cimentación y otra en la que se diseñará el sistema de piso el cual transmite las cargas inerciales hacia el sistema sismo-resistente, como se presenta en la figura 2.7. La figura 2.7a muestra el modelo para representar al sistema que resiste las fuerzas laterales con una altura H , el cual tiene un peso en cada nivel w_i , ubicado a una altura de desplante h_i . La Figura 2.7b corresponde al modelo para representar el sistema de piso. La figura 2.7c muestra esquemáticamente la distribución de la fuerza en cada nivel, F_i , para las cuales se deben diseñar cada uno de estos modelos estructurales. La línea punteada, identificada como $S Est$, representa el nivel de fuerzas para el análisis estático del sistema sismo-resistente y se evalúa mediante la ecuación 2.1, y la línea continua, identificada como $S Piso$, representa el nivel de fuerzas para diseñar el sistema de piso.

$$F_i = \frac{c \cdot W}{Q'} \cdot \frac{w_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i}$$

Ecuación 2.1

donde c es el coeficiente sísmico de diseño, W es el peso total de la estructura y Q' es el factor de comportamiento sísmico.

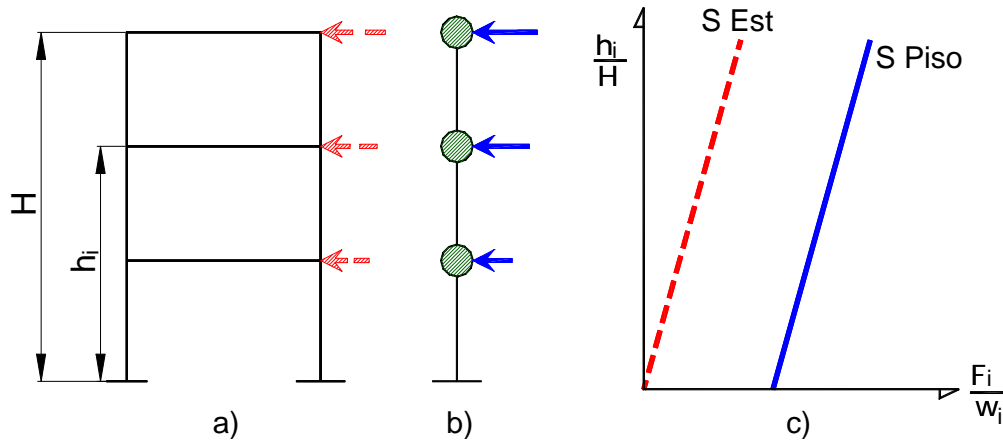


Figura 2.7. Modelos estructurales para el diseño de una edificación

2.3.1. Interpretación de la evaluación de las fuerzas de piso con base en el RCDF

En la práctica es común que no se empleen las distribuciones de fuerzas mostradas para el diseño de los sistemas mencionados anteriormente y generalmente se confunden, por lo que es común que los diseñadores en México empleen sólo la distribución correspondiente al análisis estático, línea punteada en la figura 2.7c, lo que lleva a diseños del lado de la inseguridad ya que el comportamiento de la estructura estaría sujeto a la resistencia del sistema de piso al no garantizar que las fuerzas inerciales se transfieran al sistema que resiste las fuerzas laterales.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, (1996), NTCDS (1996), no eran explícitas para la evaluación de estas fuerzas y especificaba en sus normas para sismo y en la sección 8.4 de Apéndices lo siguiente:

“Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por $I+4 \cdot c'/c$ donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción, y sin afectarlo por el factor de reducción Q o Q' . Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen asimismo los elementos

sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan”

Del párrafo anterior se interpreta que c' se obtiene como:

$$c' = c \cdot W \cdot \frac{h_i}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

y como valor de aceleración del terreno, a_0 , es decir, para periodo T igual a cero en el espectro de diseño el valor de $c/4$.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, (2004), NTCDS (2004), aun no son explícitas y especifican en el cuerpo principal, en la sección 8.4 de Apéndices, lo siguiente:

“Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá que sobre el elemento en cuestión actúa la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por

$$1 + c'/a_0 \quad \text{Ecuación 2.3}$$

donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción.

Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.”

De lo anterior entonces se deduce que:

$$c' = \frac{c \cdot W}{?} \cdot \frac{h_i}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

A diferencia de las anteriores normas, NTCDS (1996), las actuales normas no aclaran si debe afectarse dicho valor de fuerzas por el factor de comportamiento sísmico, Q' , dejando a consideración del diseñador si este factor está implícito en la expresión mostrada en la ecuación 2.4. El valor para la aceleración del terreno, a_0 , se especifica en el cuerpo principal de las NTCDS (2004). Otra situación en la que no es clara la norma es, si el factor c' de la ecuación 2.3, representa al factor por el que se

multiplican los pesos cuando se evalúan las fuerzas laterales para el análisis estático o representa también un factor de las fuerzas laterales cuando se realiza un análisis modal.

Para el desarrollo de este trabajo se interpreta que el factor c' se emplea solamente en los caso en que las fuerzas laterales se evalúen a partir del método estático y que las fuerzas obtenidas mediante procedimientos de análisis modal no se deben modificar por la aceleración del terreno.

2.3.2. Interpretación de la evaluación de las fuerzas de piso con base en el UBC

El reglamento Uniform Buildig Code (1997), UBC (1997) especifica dos secciones para la evaluación de las fuerzas laterales diferentes al nivel de fuerzas que corresponderían para el diseño de los sistemas sismorresistentes. La sección 1632 corresponde a elementos de estructuras, componentes no estructurales y equipos y especifica para la relación de la fuerza de piso, F_p , respecto al peso que soporta el nivel, W_p , que:

$$0.7C_a \cdot I_p < \frac{F_p}{W_p} < 4.0C_a \cdot I_p$$

donde C_a corresponde a la aceleración del terreno e I_p representa un coeficiente de importancia.

La sección 1633 corresponde a los requerimientos de diseño para sistemas detallados en donde se incluyen los sistemas de piso y diafragmas. Para este caso el reglamento especifica que las fuerzas deben evaluarse con al siguiente expresión

$$\frac{F_{px}}{W_{px}} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i}$$

donde x corresponde el nivel en el cual se evalúa la fuerza, F_t corresponde a una fuerza aplicada en el último nivel y F_i son las fuerzas obtenidas para el diseño de los sistemas sismorresistentes evaluadas a partir de la distribución triangular para el método estático. Además especifica los siguientes valores límite para esta relación:

$$0.5C_a \cdot I_p < \frac{F_{px}}{W_{px}} < 1.0C_a \cdot I_p$$

Este reglamento presenta una incongruencia entre los límites para las fuerzas, principalmente en el límite superior, al especificar un valor para el diseño de cuatro veces más la fuerza que pueda presentarse en equipos y elementos no estructurales de un nivel dado de la estructura respecto a la fuerza de diseño para el diafragma del mismo nivel.

2.3.3. Consideraciones para el diseño

Las consideraciones básicas que se deben tener en cuenta al diseñar un diafragma son: evaluar las cargas que se presentarán, los criterios de diseño por capacidad y los estados límites de servicio y resistencia. En los diafragmas actúan cargas del tipo “local” que son producidas por las fuerzas inerciales que están asociadas con la masa soportada y la aceleración del piso en consideración. También actúan cargas “transferidas” que aparecen donde el diafragma adicionalmente transmite fuerza cortante a los elementos de resistencia lateral. Un ejemplo de este último caso es la transmisión de carga que hace una torre al nivel del pedestal. Estas fuerzas están generalmente asociadas con una irregularidad vertical como se aprecia en la figura 2.8 (Drysdale et al., 1994).

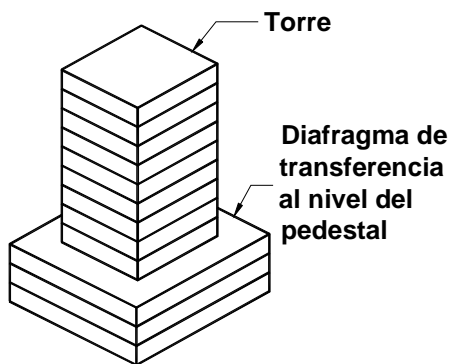


Figura 2. 8. Diafragma de transferencia (Drysdale et al., 1994)

Una consideración adicional, que está implícita en los requerimientos para estructuras dúctiles es que los diafragmas deben permanecer elásticos y transferir las fuerzas inerciales hacia el sistema sísmo-resistente, y la disipación de energía sólo se presenta en este último cuando se forman las articulaciones plásticas durante el desarrollo del mecanismo de colapso. Esta consideración es difícil de satisfacer dado que el diafragma disminuye la resistencia a flexión y a corte debido al agrietamiento causado por el fenómeno de elongación en vigas y al generado por las cargas gravitacionales, viéndose comprometida entonces la estabilidad de la estructura en el caso de un sismo severo.

Todos los criterios empleados para el diseño de una estructura deben lograr que ésta sea resistente para el sismo de diseño y que situaciones particulares como incendios localizados, trabajos mal realizados, impactos por vehículos, deterioro por químicos agresivos al concreto no causen la falla de un elemento y de esta forma el colapso total de la estructura o un colapso progresivo de la misma. Los diafragmas representan una parte importante de una estructura debido al papel de ligar y hacer que la misma trabaje en conjunto, si estas funciones se presentan en forma adecuada, es posible restringir el daño y disminuir la probabilidad de colapso en una edificación (Guidelines, 1991, Drysdale et al., 1994).

Un criterio simplista de los diseñadores para los sistemas de piso prefabricados es suponer que las fuerzas sísmicas son transferidas a la estructura principal básicamente por una capa superior o firme de concreto que es colado sobre las unidades prefabricadas, y debido a la rugosidad de dichas unidades, se forma un sistema compuesto con lo cual se da un margen de seguridad en el diafragma. El criterio anterior es erróneo dado que la zona débil de los sistemas de piso se encuentra en las juntas de construcción entre los elementos que conforman el piso y donde la sección resistente corresponde únicamente a la sección del firme (Rodríguez y Blandón, 2002). En países como México, Nueva Zelanda o Estados Unidos, los reglamentos especifican un peralte mínimo para el firme de 5 a 7 centímetros. Por ejemplo, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), NTCDC (2004), da criterios bastante generales para revisar el comportamiento de estos sistemas y especifica que “se aceptará que un firme colado sobre los elementos prefabricados funcione como diafragma a condición de que se dimensione de modo que por si solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano. El espesor del firme no será menor que 6.0 cm., si el claro es mayor de 6.0 m. En ningún caso será menor que 3.0 cm.”. A diferencia del reglamento anterior, el actual da algunos lineamientos para que el ingeniero realice un diseño de ellos y especifica que los diafragmas se deben analizar empleando un diseño racional.

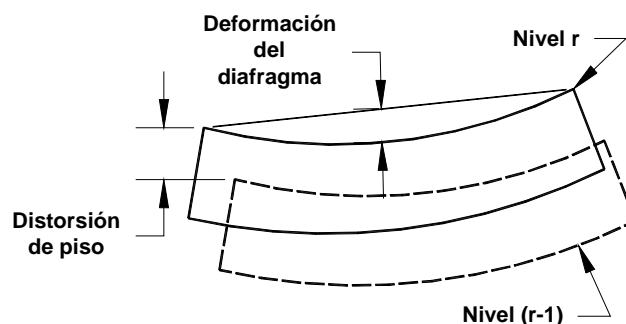
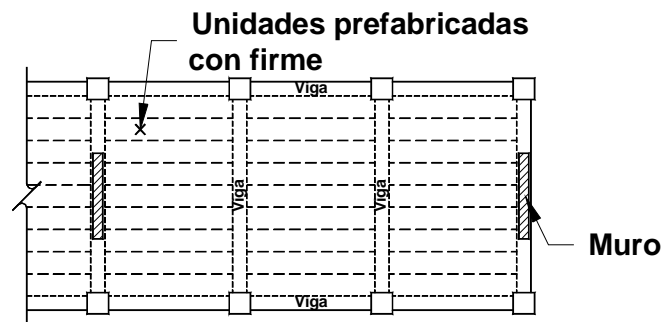


Figura 2.9. Deformaciones en un diafragma de piso.

Para el análisis estructural de edificios es común suponer que el diafragma tiene un comportamiento rígido. De esta manera, el análisis se simplifica en forma considerable y las propiedades de rigidez y dinámicas son consideradas constantes. Para el caso de un diafragma flexible no ocurre lo mismo y las propiedades mencionadas varían según sea la flexibilidad en el mismo. Tal condición de flexibilidad debe ser considerada en situaciones donde se espera que las deformaciones en el diafragma causadas por la superestructura sean grandes, por ejemplo en los de transferencia (figura 2.8) o en donde se desee evaluar la respuesta elástica de la estructura para los eventos de servicio (Drysdale et al., 1994). Una guía para determinar cuándo un diafragma es flexible se encuentra en el

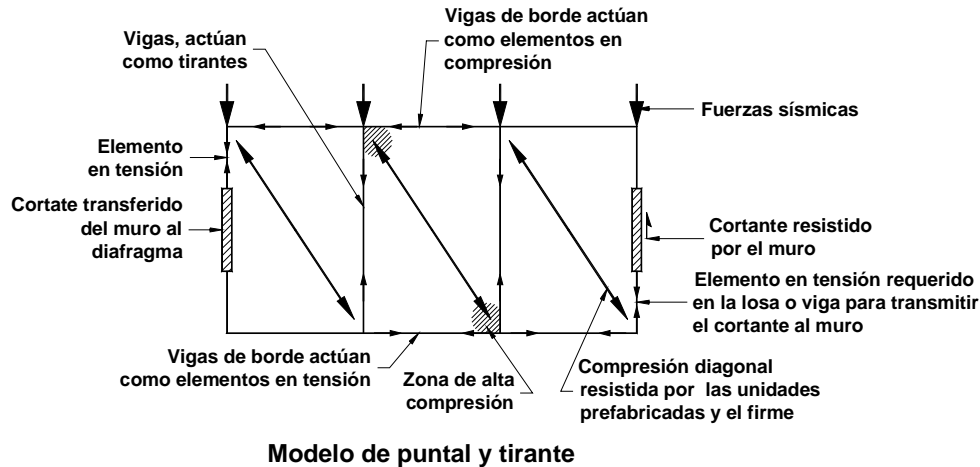
reglamento Uniform Buildig Code (1997), UBC (1997), y lo define como aquel donde “la máxima deformación lateral del diafragma es más de dos veces la distorsión lateral del piso correspondiente”, (figura 2.9).

Para el diseño del diafragma, las NTCDC (2004) especifica que “los diafragmas se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma, según su relación claro a peralte”. Igualmente especifica que “debe comprobarse que posean suficiente resistencia a flexión en el plano y a cortante en el estado límite de falla, así como que sea adecuada la transmisión de las fuerzas sísmicas entre el diafragma horizontal y los elementos verticales destinados para resistir las fuerzas laterales”. Para esta revisión estructural es factible emplear la teoría del puntal y tirante (Schlaich et al., 1987) la cual es una herramienta sencilla para el diseño que permite conocer el flujo de las cargas mediante una distribución de fuerzas internas que satisfacen las condiciones de borde y equilibrio. Esto se logra modelando la estructura como una armadura con elementos de concreto en compresión, “puntales” y de acero en tensión, “tirantes”. Algunas reglas generales para emplear el método son: definir nudos en los puntos de aplicación de las cargas y en las discontinuidades, posteriormente unirlos mediante los elementos, “puntales” y “tirantes” y resolver el sistema con algunos procedimientos de estática para satisfacer el equilibrio. En la figura 2.10 (Guidelines, 1991, Drysdale et al., 1994) se muestra una aplicación gráfica del método donde se aprecia la planta del sistema de piso y las fuerzas de tensión y de compresión en el diafragma. También se muestran los puntos que presentan grandes esfuerzos, como esquinas, apoyos y otros donde el diafragma requiere ser reforzado apropiadamente para que resista las acciones que le son impuestas debidas a las cargas laterales.



a) Planta del sistema de piso

Figura 2.10. Aplicación del modelo del puntal y el tirante (Guidelines, 1991, Drysdale et al., 1994)



b) Modelo de puntal y tirante para el sistema de piso

Figura 2.10. Aplicación del modelo del puntal y el tirante (Guidelines, 1991, Drysdale et al., 1994),
continuación

2.4. RESULTADOS DE LOS ANALISIS EN LOS SISTEMAS DE PISO DESPUES DEL SISMO DE NORTHRIDGE EN 1994 EN CALIFORNIA.

Uno de los aspectos observados a raíz de este sismo fue un comportamiento diferente al de diafragma rígido en los sistemas de piso de algunas estructuras, principalmente estacionamientos. La característica común en ellos es que empleaba un sistema prefabricado para resistir las cargas gravitacionales, con muros colados en sitio para resistir las cargas laterales y un firme colado sobre el piso prefabricado que actuaba como unión entre los muros. Los daños ocurridos en estas estructuras fueron causados por falla en los elementos que soportaban la carga gravitacional, debido a la flexibilidad en el diafragma que permitió grandes desplazamientos en regiones alejadas de los muros. De las observaciones realizadas, así como en estudios posteriores, se determinó que la rigidez en la zona de unión piso-muro fue demasiado pequeña, lo que no permitió una adecuada transferencia de carga al ocurrir la falla de la unión, y que el diafragma presentó un comportamiento inelástico que no fue considerado en el diseño (Fleischman et al., 1998).

Wood et al, (2002), mostraron que existieron incongruencias en las normativas empleadas para el diseño en los diferentes reglamentos de los Estados Unidos. Entre ellas está el hecho de considerar un nivel de fuerzas y de deformaciones para el sistema sismo-resistente y uno diferente para el sistema que soporta las cargas gravitacionales, como se mostró en la figura 2.4. En esta figura se muestra claramente que la falla fue debida a la unión débil del sistema de piso con el sistema de marcos y muros. Otra consideración para explicar la falla de estos edificios, es que el sistema de piso estaba formado por elementos prefabricados con un firme colado en sitio y reforzado, principalmente con

mallas electrosoldadas, para que actuara como diafragma. Sin embargo los efectos de temperatura y contracción del concreto tienden a que se desarrollen grietas en el firme, especialmente entre las juntas de los elementos prefabricados, por lo cual al momento del sismo el tamaño de grietas se incrementó fracturando el acero de refuerzo. Una característica de la malla electrosoldada es que tiene muy poca capacidad de deformación, por lo cual a bajas deformaciones presenta fractura disminuyendo la resistencia del sistema de piso (Wood et al, 1996).

3. ESTUDIO PARAMÉTRICO DE FUERZAS INERCIALES EN LA RESPUESTA DINÁMICA NO LINEAL DE EDIFICIOS

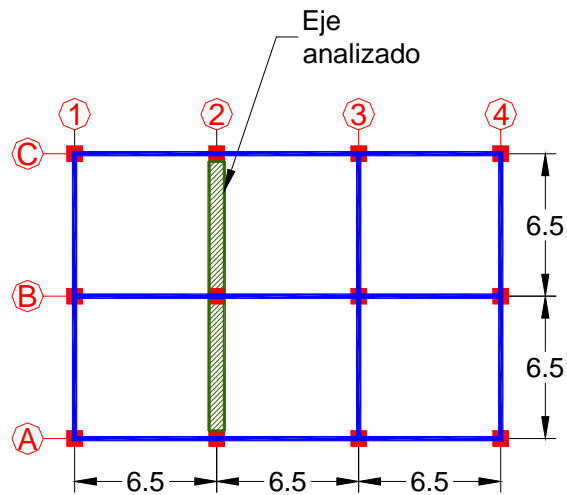
3.1. DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO Y DE LOS EDIFICIOS EMPLEADOS

El estudio paramétrico que se describe en este capítulo fue realizado en esta investigación para conocer el efecto de la respuesta dinámica en las fuerzas de piso en los diferentes niveles de los edificios estudiados. En esta parte del trabajo se evalúan las fuerzas sísmicas actuantes en el plano de sistemas de piso de 14 edificaciones típicas, de 6, 12 y 16 niveles, desplantadas en la zona del lago del Distrito Federal y en suelo duro en las costas del estado de Guerrero. Doce (12) de los 14 edificios fueron diseñados para un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a 2 y con dos valores de distorsión de entrepiso, d_r , iguales a 0.006 y 0.012. De este grupo de 12 edificios, seis edificios fueron diseñados con base a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, (1996), NTCDS (1996), y seis edificios fueron diseñados para la zona de Acapulco, con base a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero (1993), NTCDS-EG (1993). Dos de los 14 edificios, de 6 y 12 niveles, se diseñaron para un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a cuatro, y para un valor de distorsión de entrepiso, d_r , de 0.012 considerando también que se encuentran ubicados en la zona del lago del Distrito Federal. La evaluación de las fuerzas sísmicas actuantes en los diafragmas se realizó de acuerdo con la normativa actual del DF y se compararon con las obtenidas de un análisis dinámico no lineal empleando dos registros de aceleraciones en el terreno, que han sido de magnitud fuerte y típicos de zonas de alta sismicidad en el Distrito Federal y la zona del pacífico de las costas de Guerrero.

Para la evaluación de las cargas gravitacionales se consideró que el sistema de piso estaría formado por elementos prefabricados y sobre estos un firme de concreto con espesor, e , igual a 6 cm, por lo que la carga de diseño, sin factores de carga, es la siguiente:

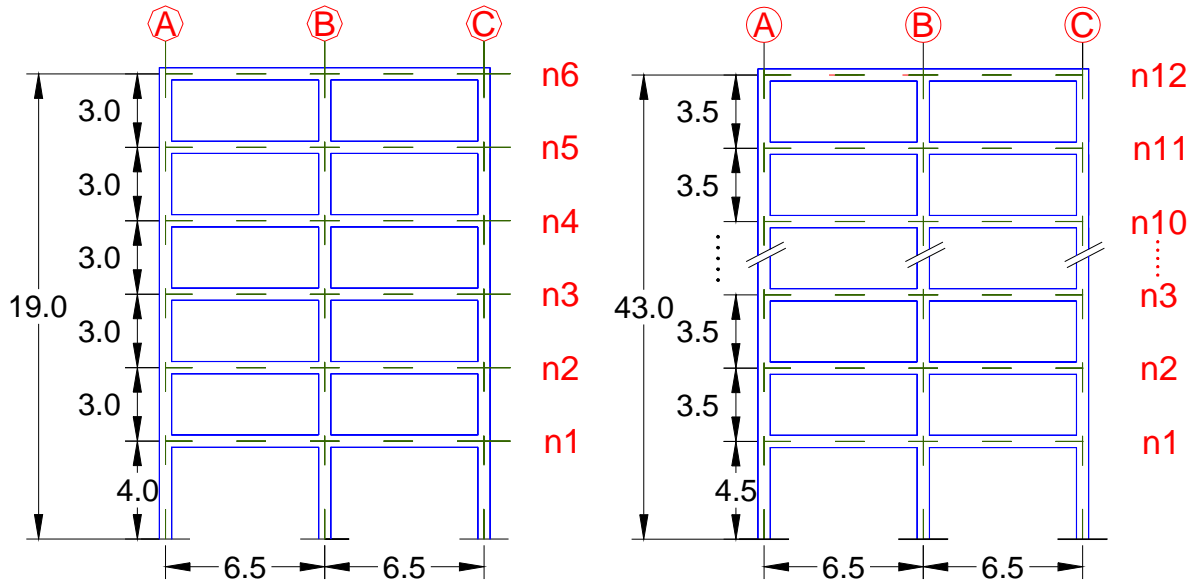
Elementos prefabricados	216 Kg./m ²
Firme $e=6\text{cm}$	144 Kg./m ²
Carga adicional	40 Kg./m ²
Vigas	<u>220 Kg./m²</u>
Carga Muerta	620 Kg./m ²
Carga viva	180 Kg./m ²

La figura 3.1a muestra la configuración en planta, típica para los 14 edificios analizados. Para el estudio de la respuesta sísmica tanto elástica como inelástica, de los edificios analizados, de manera simplista se seleccionó un marco interior, eje 2, figura 3.1a, por lo que en adelante la evaluación de la respuesta sísmica se hace con base en la respuesta del marco mencionado. Las figuras 3.1b a la 3.1d corresponden a las elevaciones de los marcos de 6, 12 y 16 niveles. En las tablas 3.1 a la 3.3 se muestran los valores empleados para el diseño como son el peso total del edificio, W , el coeficiente sísmico de diseño, c_{DIS} , y algunos valores de parámetros obtenidos en el análisis estático para cumplir los requerimientos de los reglamentos, como: secciones transversales para las vigas y columnas, periodo de vibración del primer modo, T_{DIS} , y distorsión de entrepiso máxima obtenida en dicho análisis, d_{rDIS} . En el apéndice A, en las tablas A1 a la A14 se muestra para cada edificio la distribución del acero de refuerzo obtenido en diseño tanto para vigas, como columnas.



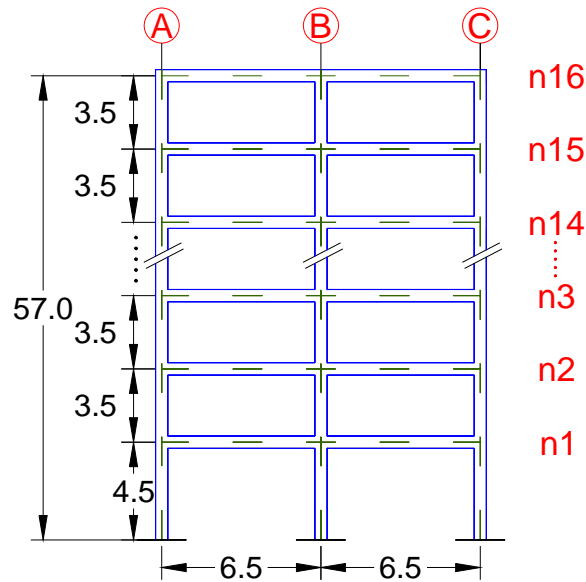
a) planta

Figura 3.1. Planta y elevaciones típicas (dimensiones en metros)



b) Elevación del edificio de 6 Niveles

c) Elevación del edificio de 12 niveles



c) Elevación del edificio de 16 niveles

Figura 3.1. Planta y elevaciones típicas (dimensiones en metros, continuación)

Tabla 3.1. Características de diseño para los 6 edificios en el DF con $Q=2$

	Distorsión de entrepiso de diseño					
	<i>$d_r=0.006$</i>			<i>$d_r=0.012$</i>		
Nombre	DF6-06	DF12-06	DF16-06	DF6-12	DF12-12	DF16-12
Niveles	6	12	16	6	12	16
<i>W (ton)</i>	1218	2436	3248	1218	2436	3248
<i>c_{DIS}</i>	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
<i>T_{DIS} (seg)</i>	0.65	1.05	1.18	1.00	1.46	1.75
<i>d_{rDIS}</i>	0.005	0.006	0.006	0.011	0.011	0.012
Sección vigas(mxm)	0.30x0.60	0.35x0.75	0.35x0.85	0.25x0.50	0.30x0.65	0.35x0.65
Sección Columnas	0.70x0.70	0.85x0.85	0.90x0.90	0.55x0.55	0.70x0.70	0.75x0.75

Tabla 3.2. Características de diseño para los 2 edificios en el DF con $Q=4$

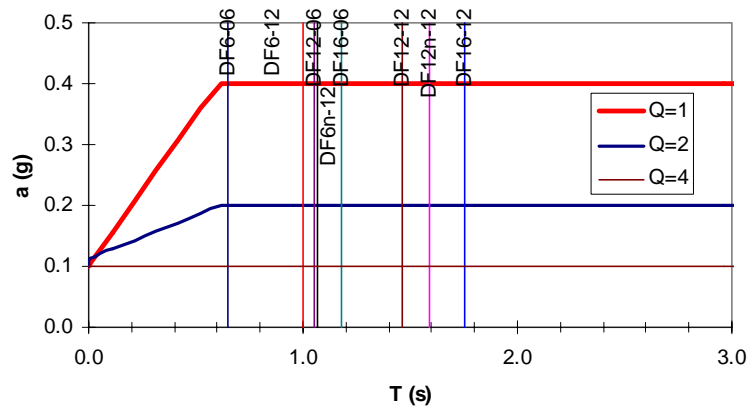
	Distorsión de entrepiso de diseño $d_r=0.012$	
	DF6n-12	DF12n-12
Nombre	DF6n-12	DF12n-12
Niveles	6	12
W (ton)	1218	2436
c_{DIS}	0.1	0.1
T_{DIS} (seg)	1.07	1.59
d_{rDIS}	0.012	0.012
Sección vigas(mx)	0.25x0.50	0.30x0.60
Sección Columnas	0.50x0.50	0.70x0.70

Tabla 3.3. Características de diseño para los 6 edificios en Acapulco con $Q=2$

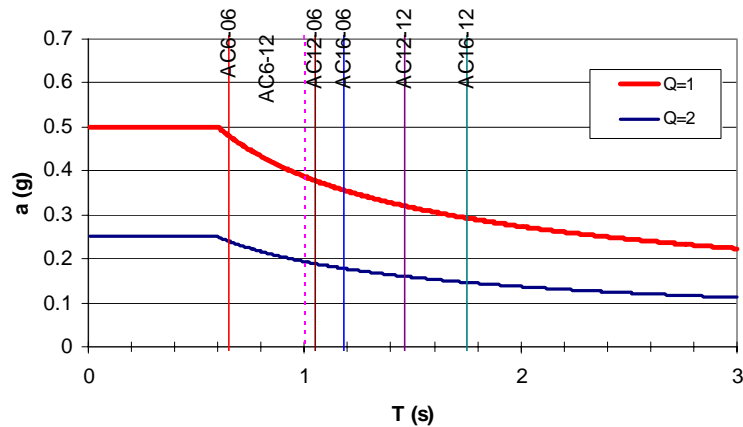
	Distorsión de entrepiso de diseño					
	$d_r=0.006$			$d_r=0.012$		
	AC6-06	AC12-06	AC16-06	AC6-12	AC12-12	AC16-12
Nombre	AC6-06	AC12-06	AC16-06	AC6-12	AC12-12	AC16-12
Niveles	6	12	16	6	12	16
W (ton)	1218	2436	3248	1218	2436	3248
c_{DIS}	0.24	0.19	0.17	0.19	0.15	0.13
T_{DIS} (seg)	0.65	1.05	1.32	1.00	1.59	2.07
d_{rDIS}	0.006	0.005	0.006	0.010	0.011	0.011
Sección vigas(mx)	0.30x0.60	0.35x0.75	0.35x0.75	0.25x0.50	0.30x0.60	0.30x0.65
Sección Columnas	0.70x0.70	0.85x0.85	0.85x0.85	0.55x0.55	0.70x0.70	0.70x0.70

En la figura 3.2 se muestran los espectros elásticos especificados por los reglamentos para el sitio de desplante de los edificios, así como los espectros reducidos por el factor de comportamiento sísmico, Q , con los cuales se evaluó el cortante de diseño. En esta figura se muestra para cada uno de

los edificios sus periodos de vibración del primer modo, T_{DIS} , el cual se mostró en las tablas 3.1 a la 3.3.



a) Espectro para suelo blando en la zona del lago del Distrito Federal, zona III, NTCDS (1996)



b) Espectro para suelo duro en las costas de Acapulco, Guerrero, zona DI, NTCDS-EG (1993)

Figura 3.2. Espectros de diseño para los edificios analizados

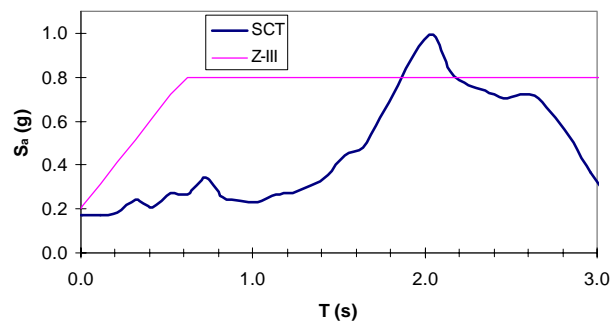
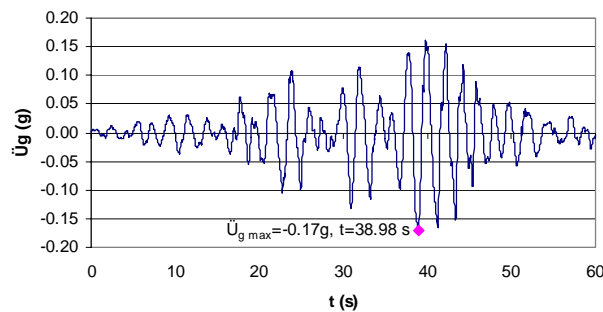
3.2. DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS

El análisis dinámico no lineal para el marco típico de los edificios descritos se efectuó con el programa *Ruaumoko* (Carr, 1998). Con este programa es posible calcular la respuesta no lineal en estructuras, y emplea procedimientos más completos y racionales que otros existentes en la literatura. Dado que el programa no considera las cargas aplicadas en los elementos como contribución para la evaluación de las propiedades dinámicas, se consideró la masa de cada nivel del edificio concentrada en un nudo maestro (correspondiente a un peso de 50.75 ton). Para este análisis se consideró una fracción de amortiguamiento crítico constante para todos los modos e igual a 5%. Se debe mencionar que otros programas de análisis no lineal generalmente no cuentan con esta característica.

3.2.1. Descripción de los acelerogramas

Se emplearon dos registros de aceleraciones obtenidos en estaciones ubicadas en puntos diferentes de la República. Uno de ellos es el registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transporte el 19 de septiembre de 1985, componente Este-Oeste, el cual es ampliamente conocido en la literatura, y que se llamará en adelante SCT85. Se puede considerar que este registro es representativo de movimientos fuertes en suelo blando del Distrito Federal. La figura 3.3a muestra el registro de aceleraciones y la figura 3.3b el espectro de respuesta elástico de este registro para una fracción de amortiguamiento crítico, ξ , igual a 5%.

En la evaluación de las fuerzas con las cuales se diseñan las estructuras se parte de un espectro elástico de diseño. Las fuerzas obtenidas deben reducirse por factores de ductilidad y de sobrerresistencia, esto con el fin que la estructura sismo-resistente disipe la energía cuando se formen las articulaciones plásticas. Los espectros de diseño que se presentan en los reglamentos para México implícitamente están afectados por el factor de sobrerresistencia. Es por ello que en la figura 3.3b se muestra el espectro elástico utilizado para el diseño de los edificios pero aumentado por un factor de sobrerresistencia igual a 2, valor que se obtuvo del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, (2004), NTCDS (2004).



a) Acelerograma

b) Espectro de respuesta elástico

Figura 3.3. Características del registro SCT85

En la figura 3.4a se muestra el segundo movimiento, el cual se llamará en adelante Z-DI, y corresponde a un sismo simulado a partir del registro en Renacimiento, Acapulco, Guerrero, registrado en suelo duro en el poblado de La Venta el 24 de marzo de 1998 y con una magnitud $M_s=6.9$. Aunque el referido registro corresponde a un movimiento fuerte, no puede considerarse como un movimiento representativo o para diseño, dado que el espectro de respuesta es varias veces inferior al espectro del reglamento. Este espectro se muestra en la figura 3.4b con línea delgada y se identifica en la figura como *Venta EW*. A partir de este movimiento se generó un sismo en el cual el espectro de respuesta posee características similares al espectro del reglamento para la zona DI en Acapulco, Guerrero, pero aumentado por un factor de sobrerresistencia igual a 2. Este procedimiento se realizó con el programa “Acelerograma 2003” (Ordaz, 2005). En la figura 3.4b se muestra los espectros de respuesta elásticos para un amortiguamiento crítico, ξ , igual a 5%. La línea identificada como DI representa el espectro especificado en NTCDS-EG (1993) aumentado por el factor de sobrerresistencia de 2 y la línea identificada como Z-DI es el espectro de respuesta para el sismo simulado.

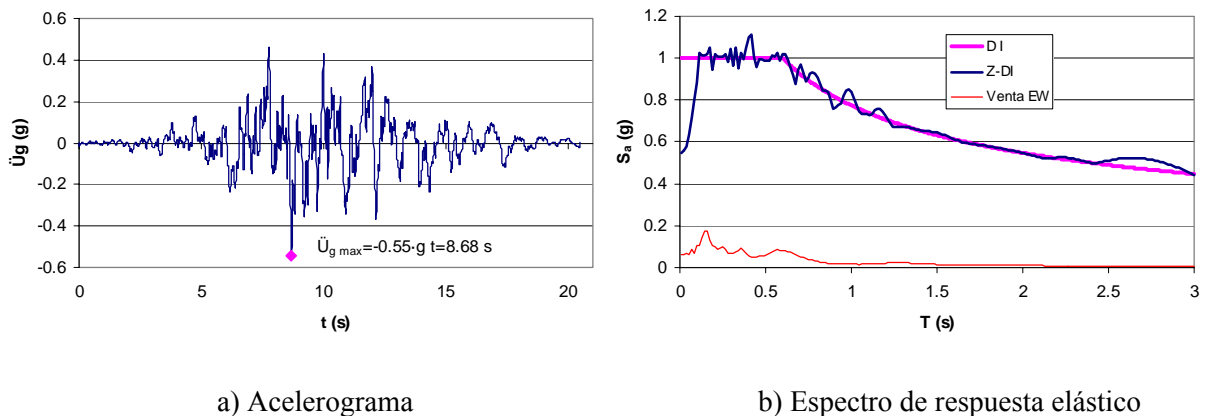
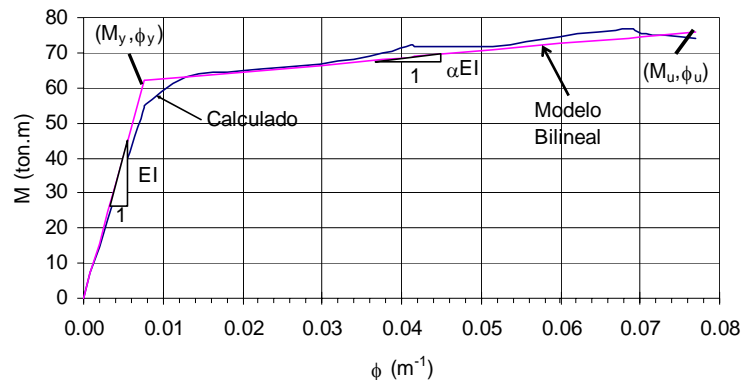


Figura 3.4. Características del registro Z-DI

3.2.2 Evaluación de la resistencia de los edificios

Para los análisis no se consideraron zonas rígidas en columnas, dado que el ancho de las vigas es menor que el de las columnas. En las vigas se consideró como longitud rígida medio peralte de las columnas. El momento de inercia y los momentos de fluencia para los elementos estructurales del espécimen se determinaron empleando los diagramas momento-curvatura, obtenidos con el programa de cómputo BIAX (Wallace, 1989). La figura 3.5 corresponde a una curva típica obtenida de los resultados del programa. En esta figura se indican las pendientes de las curvas momento-rotación requeridas por el programa *Ruaumoko* a partir de la representación bilineal del diagrama momento-

curvatura. Este modelo bilineal se definió tomando en cuenta de manera aproximada el criterio energético de igualar áreas bajo las curvas; el problema se dificulta si la curva no tiene la forma correspondiente a una representación bilineal. Tomando en cuenta estas restricciones, en esta investigación se sigue un criterio propuesto por otros investigadores para definir el punto de fluencia en una sección. Este criterio se basa en igualar el área bajo la curva momento-curvatura con el área bajo la curva bilineal (Mahin et al., 1976). En el apéndice B, tablas B1 a la B14, muestra para cada edificio los valores obtenidos de este análisis como: la rigidez inicial EI y la rigidez del segundo tramo definida como αEI , donde α es la fracción de EI que define la rigidez de este tramo. También muestra el valor de inercia empleado en los cálculos, I , así como su relación respecto a la inercia total de la sección, I_g , además se muestran los momentos de fluencia y último, M_y y M_u , respectivamente, para las secciones a cara de columna de las vigas. El criterio para definir la longitud de articulación plástica fue considerar medio peralte efectivo del elemento (Park y Paulay, 1975). Los resultados del apéndice B indican que la rigidez lateral del espécimen se debe evaluar con factores de reducción importantes respecto de los momentos de inercia para la sección transversal de los elementos estructurales con valores entre 0.10 y 0.50 para vigas y de 0.90 en columnas. Esta reducción en los momentos de inercia es mayor que la especificada por las NTCD (2004), las cuales especifican que en secciones agrietadas se debe reducir la inercia de las vigas en un 50%. Con las propiedades obtenidas para las secciones de los elementos se realizaron análisis estáticos no lineales para determinar la resistencia de los edificios.



M_y, ϕ_y : Momento y curvatura de fluencia

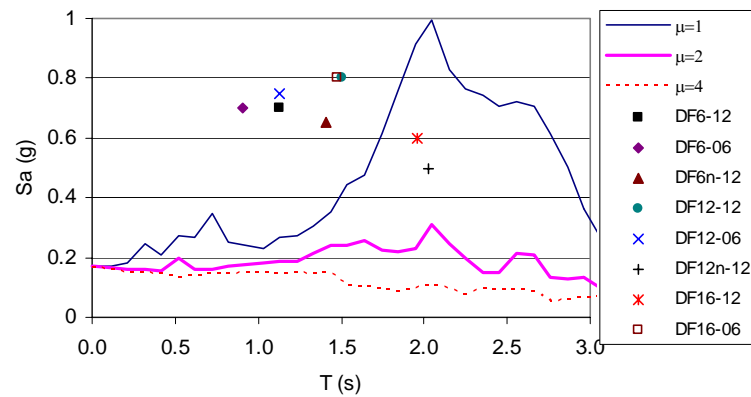
M_u, ϕ_u : Momento y curvatura últimos

$EI, \alpha EI$: Pendientes de la curva bilineal

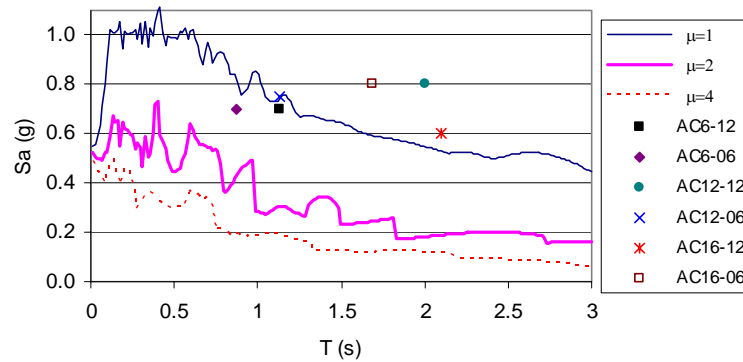
Figura 3.5. Curva típica del diagrama momento curvatura

En la figura 3.6 se muestran los espectros de respuesta para diferentes ductilidades de desplazamiento, μ , para los acelerogramas aquí descritos. La figura 3.6a muestra los espectros para el registro SCT85 y la figura 3.6b para el registro Z-DI. En esta figura también se muestra para cada

edificio el coeficiente sísmico para el colapso, $c_{u,c}$, obtenido de un análisis estático no lineal, cuando la estructura alcanza una distorsión global de 0.05. La distorsión global, D_r , se define como el cociente entre el desplazamiento del último nivel y la altura del edificio. El coeficiente sísmico se define como el cociente entre el cortante en la base y el peso del edificio. Considerando una relación del coeficiente de colapso respecto al coeficiente sísmico al inicio de intervalo inelástico, con valor igual a dos, a este último coeficiente le corresponderían valores menores que los mostrados en la figura 3.6, del orden de 0.4. Con base en estos resultados es de esperarse mayor comportamiento inelástico para los edificios diseñados para las costas de Acapulco y empleando el registro Z-DI.



a) Espectro SCT85



b) Espectro de respuesta registro Z-DI

Figura 3.6. Espectros de respuesta de acelerogramas empleados y ubicación del colapso para las estructuras

3.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINAMICO NO LINEAL

Utilizando las propiedades de rigidez y resistencia en las secciones de los elementos estructurales descritas anteriormente, se realizó un análisis no lineal paso a paso con el programa *Ruaumoko* para estudiar la respuesta de las aceleraciones en los pisos de los marcos descritos de 6, 12 y

16 niveles, cuando se someten a las excitaciones *SCT85* y *Z-DI*, comentadas anteriormente. Para los casos en los cuales las estructuras presentaron incursiones inelásticas, se realizaron también análisis elásticos en el tiempo para evaluar la reducción de respuesta elástica.

Las tablas 3.4 y 3.5 corresponden a los resultados obtenidos empleando el registro *SCT85*. En la tabla 3.6 se muestran los resultados para el análisis efectuado con el registro *Z-DI*. En estas tablas se muestran nuevamente los valores para el peso total del edificio, W , periodos de vibración del primer modo obtenido en el análisis elástico efectuado para el diseño, T_{DIS} , el periodo obtenido con los resultados del análisis momento curvatura para las secciones, T_{RMK} , y el factor de comportamiento sísmico, Q' , con el cual fue diseñado cada edificio. En estas tablas se presenta el coeficiente sísmico de diseño, c_{DIS} , y el coeficiente sísmico mostrado en la figura 3.6, c_u , así como el coeficiente sísmico correspondiente al inicio del intervalo inelástico, c_y , estos últimos coeficientes fueron obtenidos del análisis estático no lineal, además los valores de las pendientes del modelo bilineal, k y αk , con el cual se representaron las curvas cortante basal contra desplazamiento del último nivel de dichos análisis. De los análisis paso a paso se muestran los valores máximos para el coeficiente sísmico, c_{Max} , de distorsión global, $D_{r Max}$, la distorsión de entrepiso, $d_{r Max}$. También se muestra la aceleración máxima en el primer y último nivel, $\ddot{U}_{I Max}$ y $\ddot{U}_{AZ Max}$, respectivamente, así como la ductilidad máxima de rotación en los elementos, $\mu_{\theta Max}$. También se muestra el parámetro, R_M , que se define como el cociente entre el momento de volteo en la base máximo para el caso elástico para un registro sísmico y el momento de volteo en la base máximo para el caso inelástico con el mismo sismo. Estos momentos de volteo se obtienen como la suma de los momentos respecto a la base de las fuerzas inerciales F_i , y se calculan con la siguiente expresión:

$$M_V = \sum_{i=1}^n \ddot{U}_i(t) \cdot m_i \cdot h_i \quad \text{Ecuación 3.1}$$

donde $\ddot{U}_i(t)$ es la aceleración del piso i con una masa m_i , ubicada a una altura de desplante h_i , para el tiempo t . La suma de fuerzas inerciales, que corresponde al cortante basal se define como:

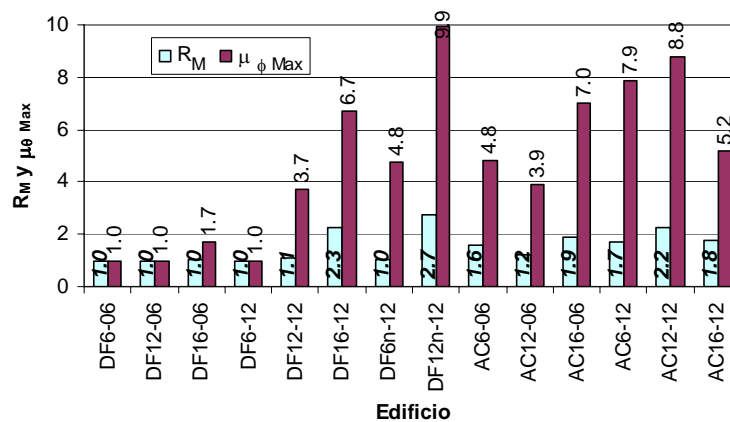
$$V_b = \sum_{i=1}^n F_i = \sum_{i=1}^n \ddot{U}_i(t) \cdot m_i \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Para efectos de eliminar dimensiones en el momento de volteo, éste se adimensionaliza con la relación $W \cdot B/2$, donde W corresponde al peso total del edificio y B es la dimensión del edificio en la dirección del análisis sísmico.

Como se puede apreciar en las tablas 3.4 a la 3.6, los periodos de las estructuras varían respecto a los obtenidos con el análisis estático para el diseño, situación que puede ser relevante en

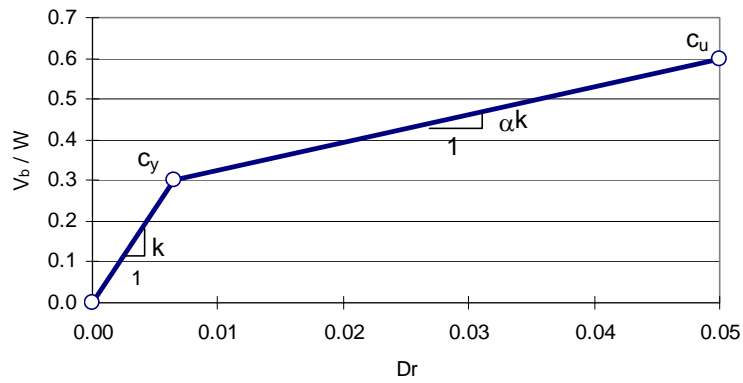
solicitaciones donde las ordenadas espectrales varíen notablemente con el periodo de las estructuras, llevando a éstas a demandas mucho mayores. De acuerdo con los resultados del análisis dinámico no lineal para edificios en el DF, los marcos de 16 niveles diseñados con valores de los parámetros $d_r=0.012$, $Q=2$, y el de 12 niveles con valores $d_r=0.012$, $Q=4$, presentaron un comportamiento inelástico relevante en las columnas y trabes, pues como se muestra en las tablas 3.4 y 3.5 el valor del parámetro R_M es superior a 2. Para el caso de los edificios en Acapulco, la mayor parte de los marcos presentaron valores para este parámetro que varían de 1.6 a 2.2, lo que sugiere un comportamiento inelástico importante, excepto el edificio AC12-06 donde el valor de este parámetro fue cercano a la unidad, $R_M=1.2$.

La figura 3.7a muestra gráficamente los valores para evaluar el comportamiento inelástico en las estructuras, en color claro se muestra el valor del parámetro R_M , el cual es una medida de la respuesta global y en color oscuro el valor de la ductilidad de rotación en secciones críticas, como medida de la respuesta local de los elementos. En la mayor parte de edificios que presentaron incursiones inelásticas se observa que la relación entre los parámetros R_M y $\mu_{\phi Max}$ varía entre 3 y 4. Los edificios identificados como DF12-12 y DF6n-12 presentaron incursiones inelásticas ($\mu_{\phi Max}>1$), sin embargo el reflejo a nivel global se considera que el comportamiento de las estructuras fue elástico ($R_M \approx 1$). La figura 3.7b muestra la curva típica obtenida de los análisis estáticos no lineales y en ella se ubican los coeficientes sísmicos y las pendientes del modelo bilineal y valores mostrados en las tablas 3.4 y 3.5. La figura 3.7c muestra los diferentes coeficientes sísmicos calculados para los edificios analizados. Esta figura permite analizar rápidamente el nivel de sobrerresistencia obtenido en el diseño de las estructuras al comparar las barras identificadas como c_{Dis} y c_y . Sin embargo no permite inferir el comportamiento inelástico ya que en algunos casos mostrados en la figura 3.7a, en el cual las estructuras presentaron incursiones inelásticas, el valor de c_{Max} es menor que el valor calculado de c_y .

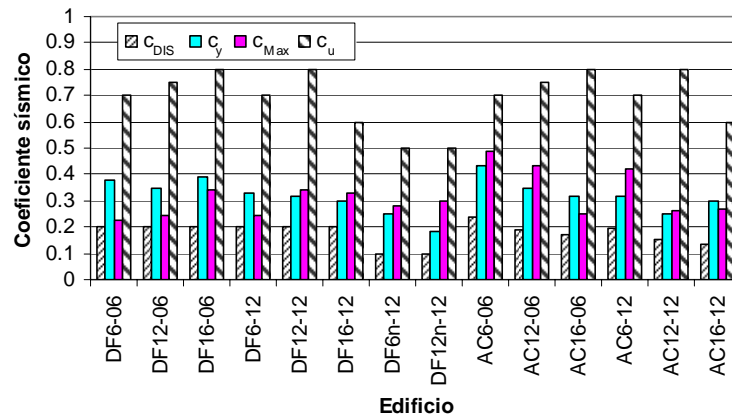


a) Evaluación del comportamiento inelástico global y local con los parámetros R_M y μ

Figura 3.7. Evaluación del comportamiento inelástico de los edificios analizados



b) Curva típica de los análisis estáticos no lineales



c) Evaluación del comportamiento inelástico con los coeficientes sísmicos

Figura 3.7. Evaluación del comportamiento inelástico de los edificios analizados

Tabla 3.4. Resultados importantes de los análisis a edificios con Q=2. Registro SCT85

	$d_r=0.006$			$d_r=0.012$		
Marco	6 Niveles	12 Niveles	16 Niveles	6 Niveles	12 Niveles	16 Niveles
Nombre	DF6-06	DF12-06	DF16-06	DF6-12	DF12-12	DF16-12
W (ton)	1218	2436	3248	1218	2436	3248
T_{DIS} (seg)	0.65	1.05	1.18	1.00	1.46	1.70
T_{RMK}	0.91	1.13	1.48	1.13	1.51	1.96
Q'	2	2	2	2	2	2
c_{DIS}	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
c_y	0.38	0.35	0.39	0.33	0.32	0.30
c_u	0.70	0.75	0.80	0.70	0.80	0.60
k	70.3	70.0	78.0	47.1	58.2	46.1
α	0.10	0.13	0.12	0.18	0.18	0.15
c_{Max}	0.225	0.243	0.342	0.245	0.344	0.329
$R_M=M_{inel}/M_{elas}$	1	1	1.01	1	1.09	2.27
$D_r Max$	0.0033	0.0026	0.0051	0.0057	0.0074	0.0123
$d_r Max$	0.0043	0.0035	0.0064	0.0072	0.012	0.021
$M_{vMax} / (W \cdot B/2)^*$	0.426	0.970	1.855	0.467	1.433	1.906
$\ddot{U}_{1 Max}/\ddot{U}_{g Max}$	1.12	1.05	1.14	1.11	1.47	1.11
$\ddot{U}_{AZ Max}/\ddot{U}_{g Max}$	1.61	1.78	2.80	1.79	3.19	3.61
$\mu\theta Max$	--	--	1.7	--	3.7	6.7

* $\ddot{U}_{g Max}=0.17g$

$B=13.0m$

Tabla 3.5. Resultados importantes del análisis no lineal edificios con $Q=4$ y el registro SCT85

	$d_r=0.012$	
Marco	6 Niveles	12 Niveles
Nombre	DF6n-12	DF12n-12
W (ton)	1218	2436
T_{DIS} (seg)	1.07	1.59
T_{RMK}	1.41	2.02
Q'	4	4
c_{DIS}	0.10	0.10
c_y	0.25	0.18
c_u	0.50	0.50
k	35.7	27.7
α	0.16	0.26
c_{Max}	0.282	0.297
$R_M=M_{inel}/M_{elas}$	1.04	2.73
$D_r Max$	0.0127	0.0178
$d_r Max$	0.018	0.026
$M_{yMax} / (W \cdot B/2)^*$	0.596	1.314
$\ddot{U}_{1 Max}/\ddot{U}_g Max$	1.40	1.30
$\ddot{U}_{AZ Max}/\ddot{U}_g Max$	2.25	3.11
$\mu_{\theta Max}$	4.76	6.66

$$* \ddot{U}_g Max = 0.17g$$

$$B = 13.0m$$

Tabla 3.6. Resultados importantes del análisis no lineal edificios con Q=2. Registro Z-DI

Marco	$d_r=0.006$			$d_r=0.012$		
	6 Niveles	12 Niveles	16 Niveles	6 Niveles	12 Niveles	16 Niveles
Nombre	AC6-06	AC12-06	AC16-06	AC6-12	AC12-12	AC16-12
W (ton)	1218	2436	3248	1218	2436	3248
T_{DIS} (seg)	0.65	1.05	1.32	1.00	1.59	1.82
T_{RMK}	0.87	1.13	1.69	1.13	2.01	2.10
Q'	2	2	2	2	2	2
c_{DIS}	0.24	0.189	0.169	0.194	0.154	0.135
c_y	0.43	0.35	0.32	0.32	0.25	0.30
c_u	0.70	0.75	0.80	0.70	0.80	0.60
k	78.2	70.0	64.0	45.7	40.1	42.9
α	0.11	0.13	0.13	0.19	0.20	0.16
c_{Max}	0.49	0.43	0.25	0.42	0.26	0.27
$R_M=M_{inel}/M_{elas}$	1.59	1.21	1.88	1.70	2.23	1.77
$D_r Max$	0.009	0.006	0.008	0.013	0.013	0.011
$d_r Max$	0.014	0.0096	0.013	0.019	0.021	0.015
$M_{vMax} / (W \cdot B/2)^*$	0.94	1.86	1.48	0.76	1.01	1.58
$\ddot{U}_{1 Max} / \ddot{U}_{g Max}$	0.82	0.98	1.10	0.99	0.83	0.86
$\ddot{U}_{AZ Max} / \ddot{U}_{g Max}$	1.45	1.88	1.43	1.52	1.21	1.51
$\mu\phi Max$	4.83	3.88	7.03	7.89	8.78	5.16

* $\ddot{U}_{g Max}=0.55g$

$B=13.0m$

3.4 ACELERACIONES DE PISO

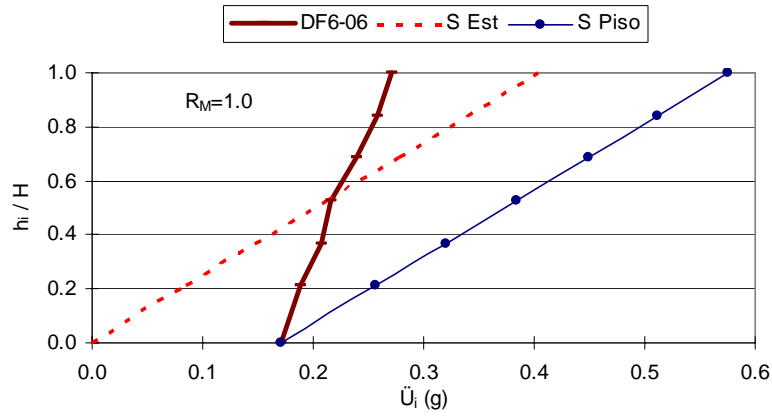
Las figuras 3.8 a la 3.10 muestran envolventes de aceleraciones obtenidas del análisis no lineal paso a paso efectuado en cada uno de los edificios estudiados y se comparan con las obtenidas con base

en las expresiones de reglamento especificadas en las NTCDS (2004). La línea identificada como “*S Est*” corresponde a las aceleraciones obtenidas a partir de la distribución triangular del método de análisis estático especificado por el reglamento con el que se evalúan las fuerzas de diseño, estas fuerzas se calculan con la ecuación 3.3. Esta ecuación es similar a la ecuación 2.1 mostrada en el capítulo anterior, sólo que para este caso se emplea el coeficiente sísmico c_y , mostrado en las tablas 3.4 a la 3.6, con la condición que el valor del coeficiente sísmico sea menor que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental del edificio, T_{RMK} . La línea continua delgada identificada con “*S Piso*” corresponde a la envolvente de aceleraciones calculada a partir de la ecuación 3.4, en donde a las aceleraciones obtenidas con la ecuación 3.3 se le suma la aceleración máxima del terreno, $\ddot{U}_{g\ Max}$, del registro correspondiente. La línea continua gruesa corresponde a la envolvente de aceleraciones absolutas obtenida con el programa *Ruaumoko* (Carr, 1998), y la identificación para cada edificio corresponde al nombre mostrado en las tablas 3.1 a la 3.3.

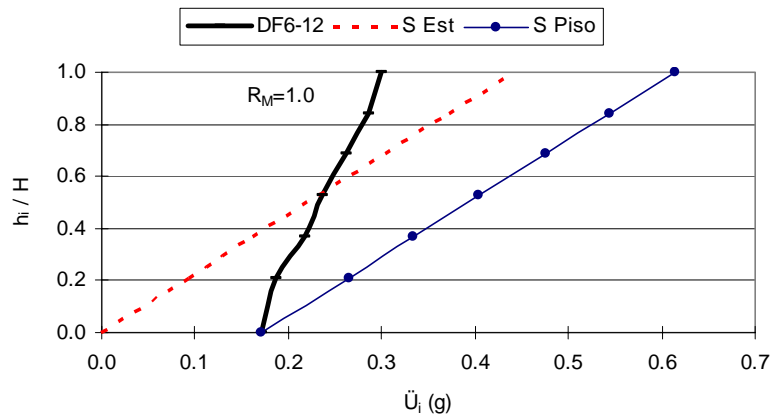
$$\ddot{U}_{i\ S\ Est} = \frac{F_i}{W_i} = c_y \cdot W \cdot \frac{h_i}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

$$\ddot{U}_{i\ S\ Piso} = \ddot{U}_{g\ Max} + \ddot{U}_{i\ S\ Est} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

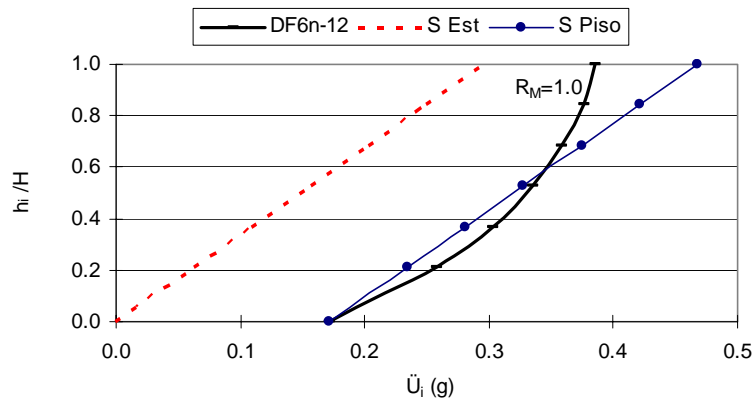
En todos los casos se encontró que, principalmente en los niveles inferiores de los edificios analizados, el considerar que las aceleraciones de piso son iguales a las aceleraciones que se obtienen del análisis estático lleva a resultados del lado de la inseguridad, incluso para aquellos casos en los cuales las estructuras permanecieron elásticas. Esto ha sido un error común en la práctica en México dado que los reglamentos en nuestro país no especifican claramente como calcular las fuerzas sísmicas para evaluar la capacidad resistente de diafragmas en su plano. De acuerdo con los resultados de las figuras 3.8 a la 3.10 se observa que evaluar las fuerzas sísmicas de piso con base en la ecuación 3.4 no resulta ser una forma adecuada para el cálculo de las fuerzas de diseño para los sistemas de piso, dado que el empleo de este procedimiento lleva a resultados con una dispersión importante respecto a los resultados del análisis dinámico no lineal.



a) Edificio diseñado para $Q=2$, $d_r=0.006$, Registro SCT85

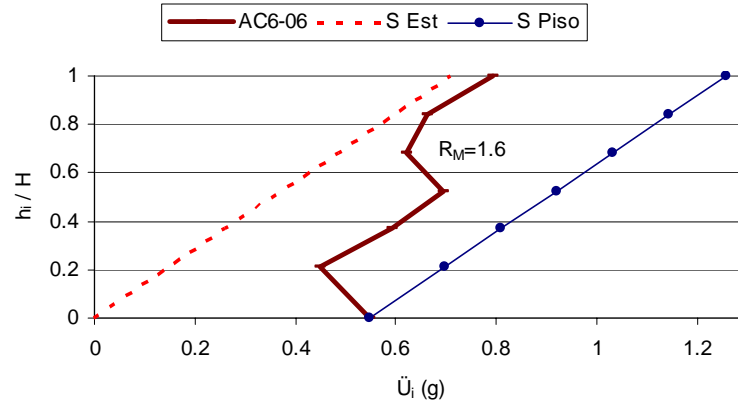


b) Edificio diseñado para $Q=2$, $d_r=0.012$, Registro SCT85

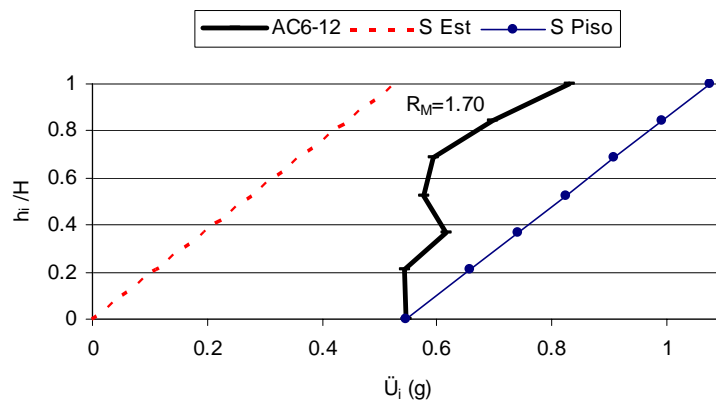


c) Edificio diseñado para $Q=4$, $d_r=0.012$, Registro SCT85

Figura 3.8. Aceleraciones de piso en edificios de 6 niveles

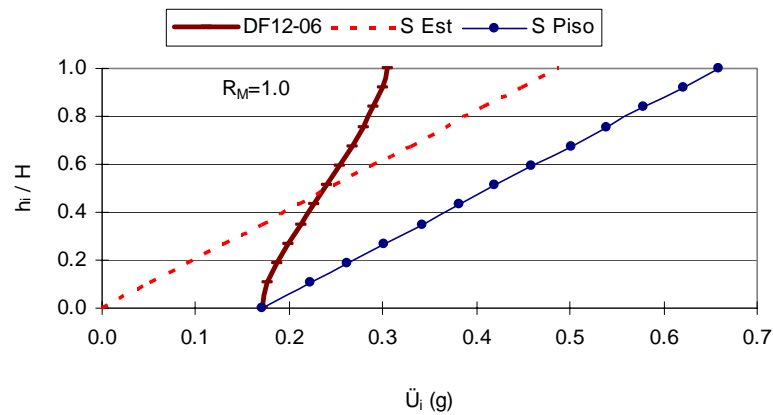


d) Edificio diseñado para $Q=2$, $dr=0.006$, Registro Z-DI



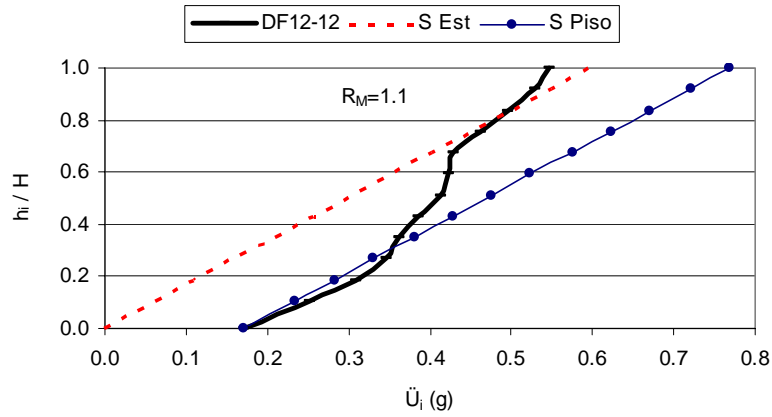
e) Edificio diseñado para $Q=2$, $dr=0.012$, Registro Z-DI

Figura 3.8. Aceleraciones de piso en edificios de 6 niveles (continuación)

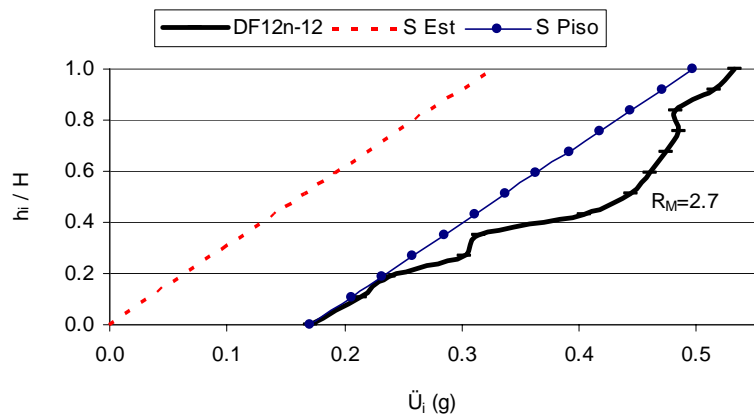


a) Edificio diseñado para $Q=2$, $dr=0.006$, Registro SCT85

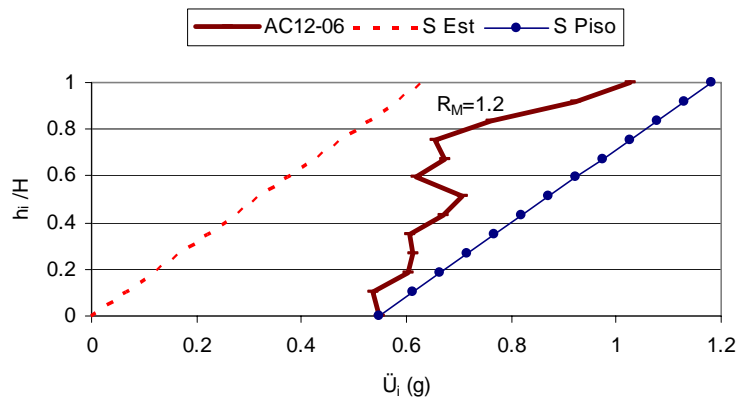
Figura 3.9. Aceleraciones de piso en edificios de 12 niveles



b) Edificio diseñado para $Q=2$, $dr=0.012$, Registro SCT85

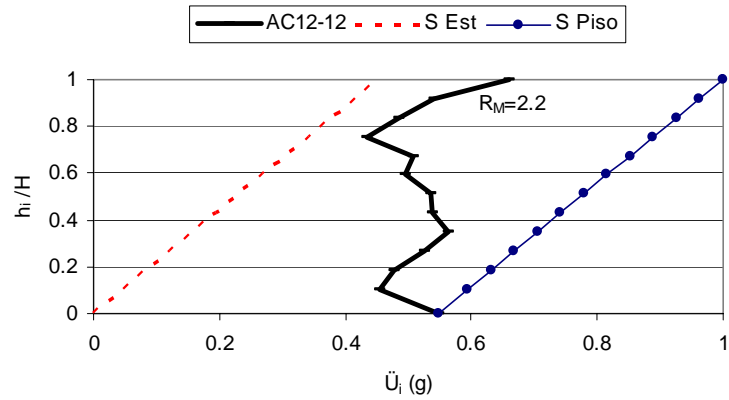


c) Edificio diseñado para $Q=4$, $dr=0.012$, Registro SCT85



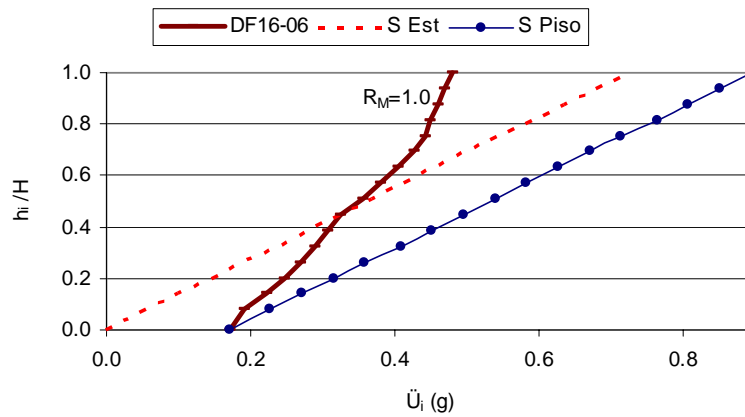
d) Edificio diseñado para $Q=2$, $dr=0.006$, Registro Z-DI

Figura 3.9. Aceleraciones de piso en edificios de 12 niveles (continuación)

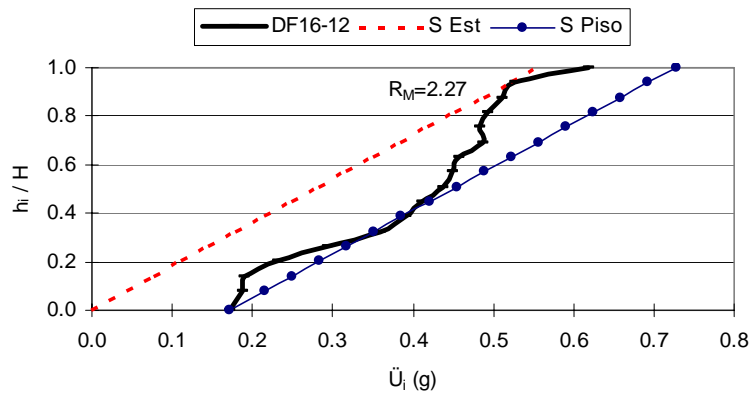


e) Edificio diseñado para $Q=2$, $dr=0.012$, Registro Z-DI

Figura 3.9. Aceleraciones de piso en edificios de 12 niveles (continuación)

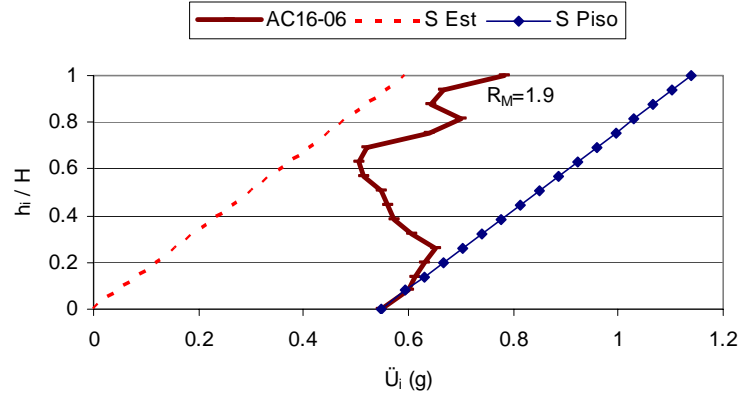


a) Edificio diseñado para $Q=2$, $dr=0.006$, Registro SCT85

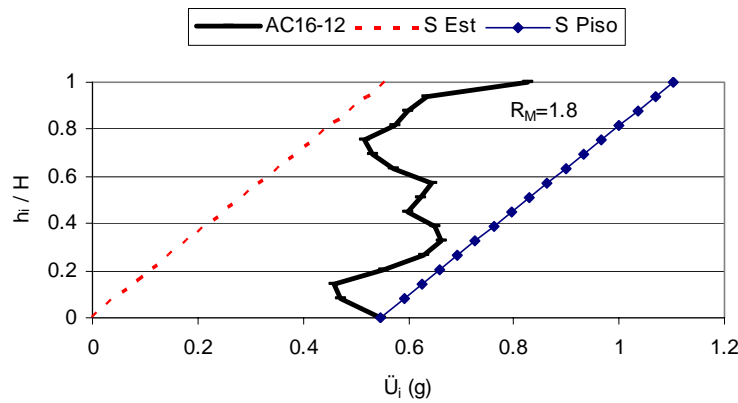


b) Edificio diseñado para $Q=2$, $dr=0.012$, Registro SCT85

Figura 3.10. Aceleraciones de piso en edificios de 16 niveles



c) Edificio diseñado para $Q=2$, $dr=0.006$, Registro Z-DI

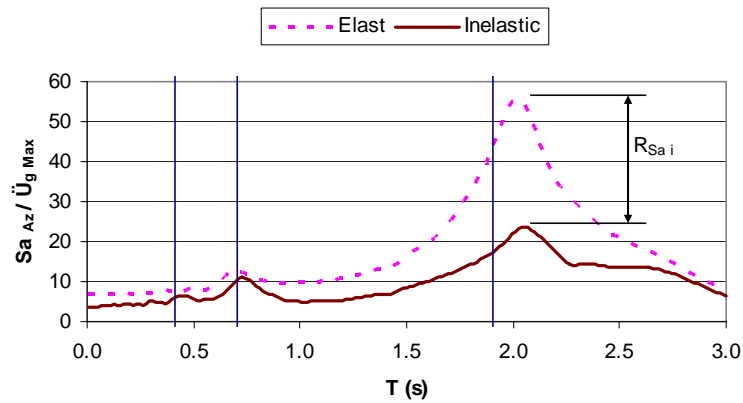


d) Edificio diseñado para $Q=2$, $dr=0.012$, Registro Z-DI

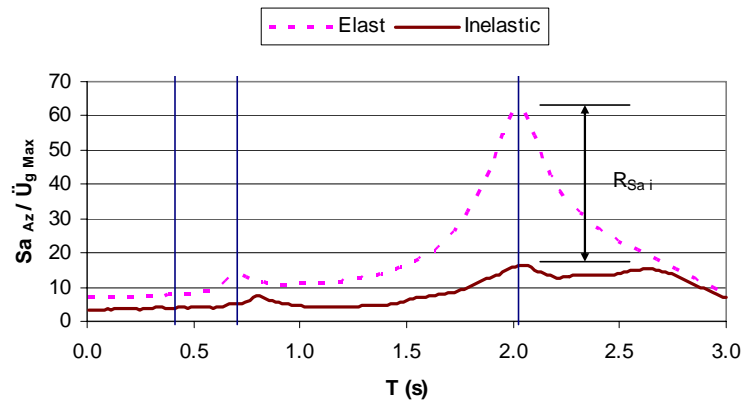
Figura 3.10. Aceleraciones de piso en edificios de 16 niveles (continuación)

La figura 3.11 muestra los espectros de piso calculados a partir de las aceleraciones obtenidas en el último nivel de los edificios estudiados en este capítulo, para los análisis elásticos e inelásticos mediante el programa *Ruaumoko*. En ella se observa una característica importante y es la reducción de la respuesta principalmente en los periodos cercanos al primer modo de vibrar del edificio. En esta figura se indica la reducción mediante el parámetro R_{Sai} en el primer modo. Para cada periodo de vibrar, determinados para el caso en que la estructura es elástica y el caso en el cual sufre daño debido al sismo, este parámetro se define como el cociente del valor en el espectro de pseudoaceleraciones elástico y el valor en el espectro inelástico. Los valores de las ordenadas en estos espectros se encuentran adimensionalizados respecto a la aceleración máxima del terreno, $\ddot{U}_{g \text{ Max}}$. La figura 3.12 muestra de otra manera los resultados de la figura 3.11, en ella se aprecian los valores del parámetro R_{Sai} para cada modo. Los resultados de la figura 3.12 muestran claramente que las mayores reducciones por comportamiento inelástico corresponden al primer modo, con valores mayores que dos. En estos

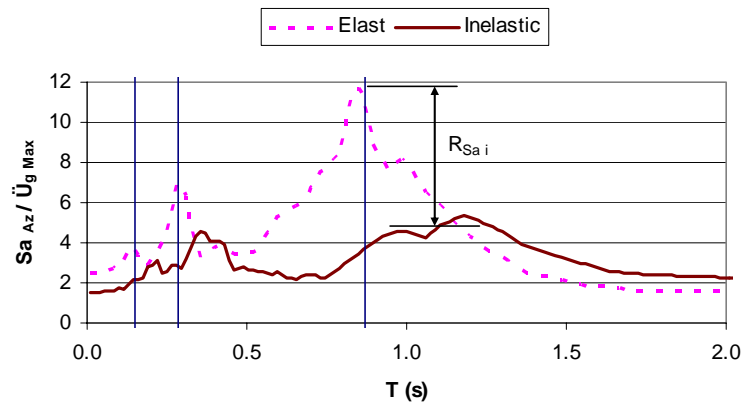
casos para los modos 2 y 3 estas reducciones son inferiores a cercanas a uno. Un caso especial es el del edificio en la figura 3.11b, donde las reducciones de los modos 2 y 3 son mayores.



a) Edificio de 16 niveles, $Q=2$, $dr=0.012$, SCT85

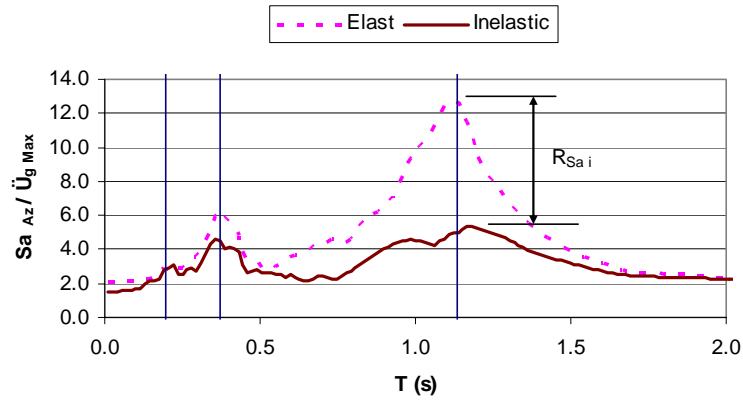


b) Edificio de 12 niveles, $Q=4$, $dr=0.012$, SCT85

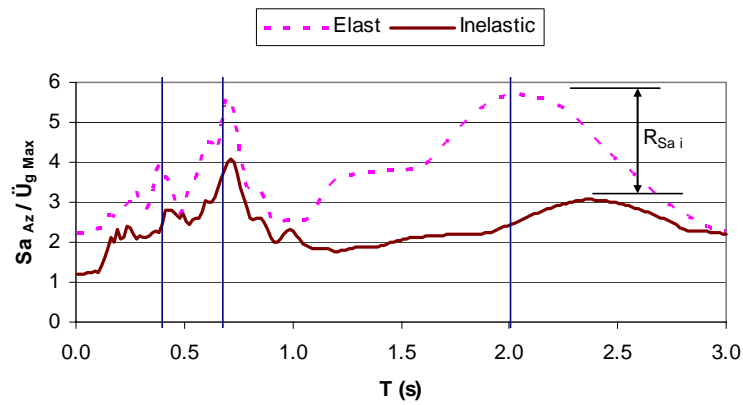


c) Edificio de 6 niveles, $Q=2$, $dr=0.006$ Z-DI

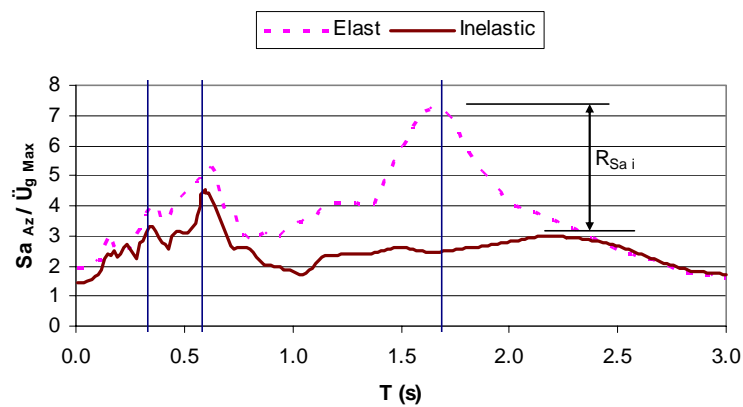
Figura 3.11. Espectros de piso del último nivel



d) Edificio de 6 niveles, $Q=2$, $dr=0.012$ Z-DI

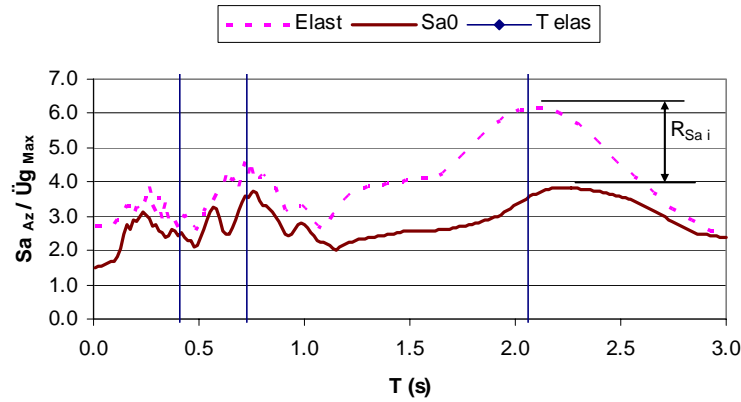


e) Edificio de 12 niveles, $Q=2$, $dr=0.012$ Z-DI



f) Edificio de 16 niveles, $Q=2$, $dr=0.006$ Z-DI

Figura 3.11. Espectros de piso, último nivel (continuación)



g) Edificio de 6 niveles, $Q=2$, $dr=0.012$ Z-DI

Figura 3.11. Espectros de piso del último nivel (continuación)

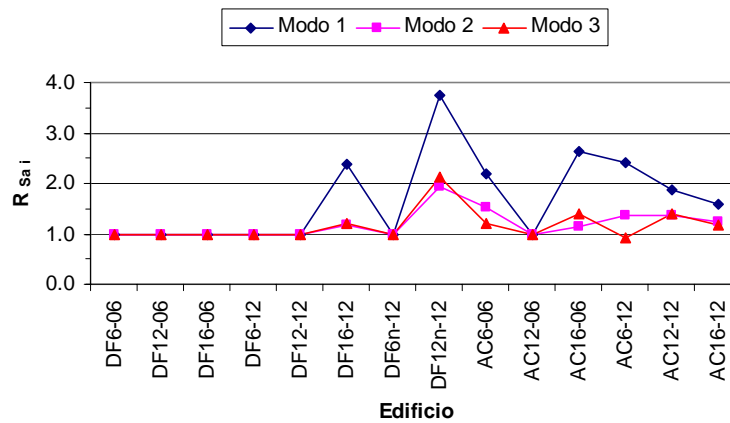


Figura 3.12. Reducción de la respuesta espectral en cada modo

3.5. PROPUESTA PARA LA EVALUACION DE LAS ACELERACIONES DE PISO

Se realizaron superposiciones modales para la evaluación de las fuerzas de piso, F_{Ej} , del nivel j con una masa m_j , las cuales se definen empleando la expresión de la Raíz Cuadrada de la Suma de Cuadrados, con siglas en inglés SRSS (Rosenblueth, 1951), ecuación 3.5. En este caso se emplean unidades de aceleración. Para realizar la superposición modal, se emplearon los espectros de respuesta elásticos mostrados en la figura 3.6, para fracciones de amortiguamiento crítico, ξ , iguales a 5%. Para el desarrollo de este trabajo, se evaluaron las fuerzas de piso, F_j , en todos los niveles empleando la superposición modal y reduciendo la respuesta elástica por comportamiento inelástico solamente en la contribución del primer modo con base en los resultados anteriores, como se muestra en la ecuación 3.6. Este criterio de evaluación de las fuerzas de piso es una variante del propuesto por Rodríguez et al., (2002), en el cual las fuerzas son constantes en todos los niveles e iguales a la calculada para el último nivel. El factor R mostrado en esta ecuación considera la sobrerresistencia en la estructura. En

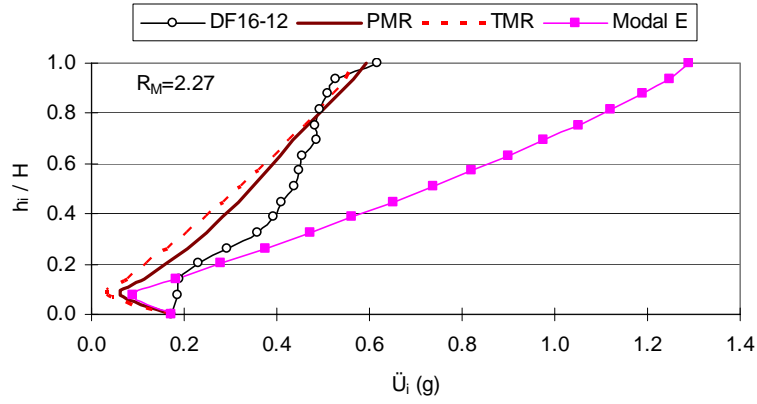
este trabajo se acepta la hipótesis que un valor para R es el valor del parámetro R_M , ya que se considera que el momento de volteo tiene mejores características que otros parámetros (como por ejemplo el cortante basal) para representar de manera adecuada el comportamiento inelástico de la estructura, al ser una suma de fuerzas ponderada por la altura.

$$\frac{F_{Ej}}{m_j} = \sqrt{\sum_{i=1}^n [\Gamma_i \cdot \phi_j^i \cdot Sa(T_i, \xi_i)]^2} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

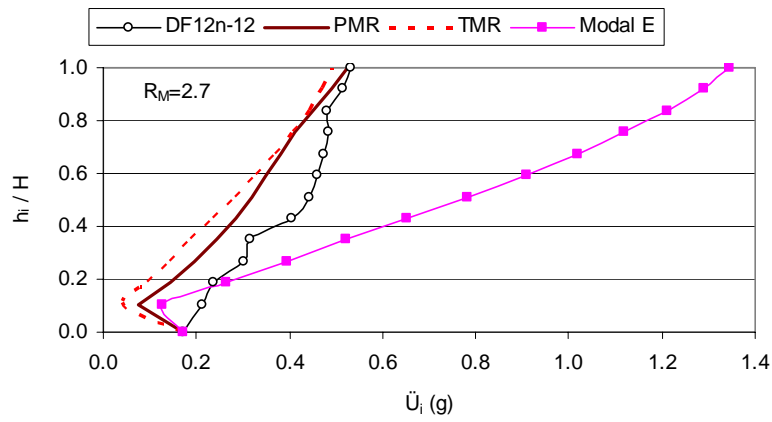
$$F_j = m_j \cdot \sqrt{\left[\frac{\Gamma_1 \cdot \phi_j^1 \cdot Sa(T_1, \xi_1)}{R} \right]^2 + \sum_{i=2}^n [\Gamma_i \cdot \phi_j^i \cdot Sa(T_i, \xi_i)]^2} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

En las ecuaciones anteriores Γ_i es el factor de participación del modo i , $Sa(T_i, \xi_i)$ corresponde a la ordenada del espectro de respuesta para el periodo T_i para el amortiguamiento crítico ξ_i , y ϕ_j^i es el valor de la forma modal del nivel j en el modo i .

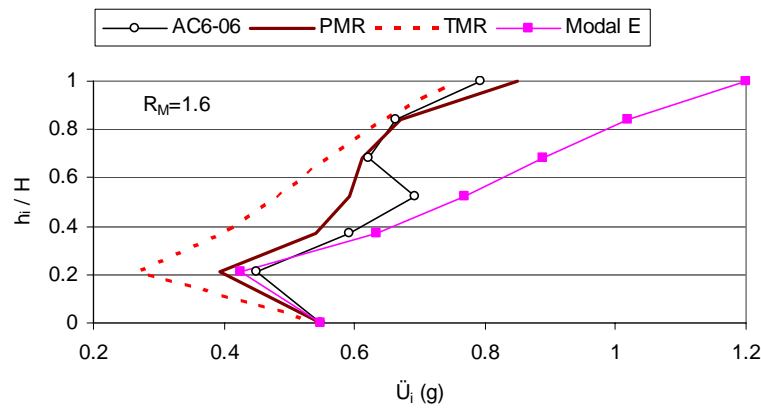
La figura 3.13 muestra con línea continua delgada y círculo la envolvente de aceleraciones en cada nivel obtenida del análisis paso a paso para los registros descritos anteriormente. Esta figura muestra además con línea continua gruesa la envolvente de aceleraciones calculada con la ecuación 3.6, estos resultados corresponden a la línea identificada como *PMR*. La línea punteada identificada como *TMR* corresponde al cálculo de aceleraciones inerciales utilizando todos los modos reducidos por el mismo factor, R_M . La línea con cuadros identificada como *Modal E* corresponde al cálculo de las aceleraciones mediante la combinación modal de la respuesta elástica. Para todos los casos se muestra que el reducir todos los modos generalmente subestima las aceleraciones de piso y el considerar la respuesta de la combinación modal sin reducir resulta ser una opción en la mayor parte de los casos conservadora. La solución alternativa de reducir únicamente el primer modo representa adecuadamente las aceleraciones para los pisos superiores, sin embargo subestima las aceleraciones de los pisos inferiores, debido principalmente a que el modelo de superposición modal de la respuesta elástica subestima la respuesta en los primeros niveles. Para analizar estas diferencias se evaluaron los resultados de los análisis elásticos tiempo-historia de estos edificios, observándose que en el primer nivel de estos edificios los valores de estos resultados eran mayores que los del análisis modal espectral de la respuesta elástica, lo que se puede explicar considerando la naturaleza probabilista del análisis que emplea la superposición modal. Otra razón para estas diferencias es que este tipo de procedimientos es más preciso con excitaciones con un alto contenido de frecuencias con largas fases de movimiento fuerte, las cuales son varias veces mayores que el periodo fundamental de la estructura (Chopra, 2002). Los resultados de estos análisis se muestran en el Apéndice C.



a) Edificio 16 niveles, $dr=0.012$, $Q=2$, SCT85

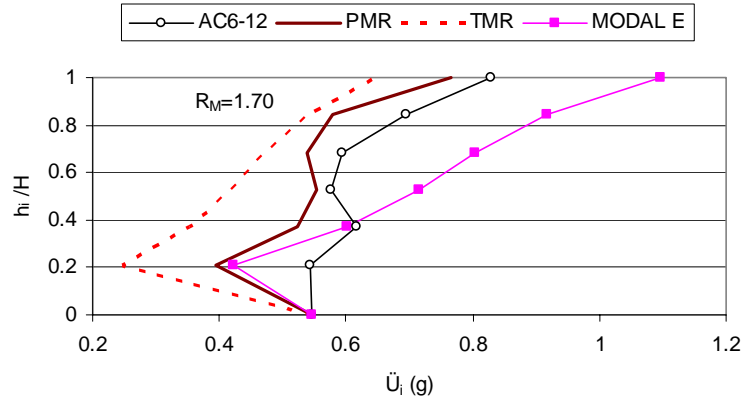


b) Edificio 12 niveles, $dr=0.012$, $Q=4$, SCT85

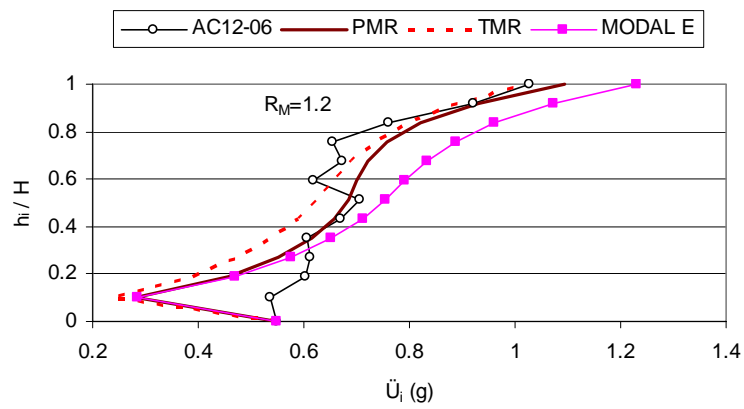


c) Edificio 6 niveles, $dr=0.006$, $Q=2$, Z-DI

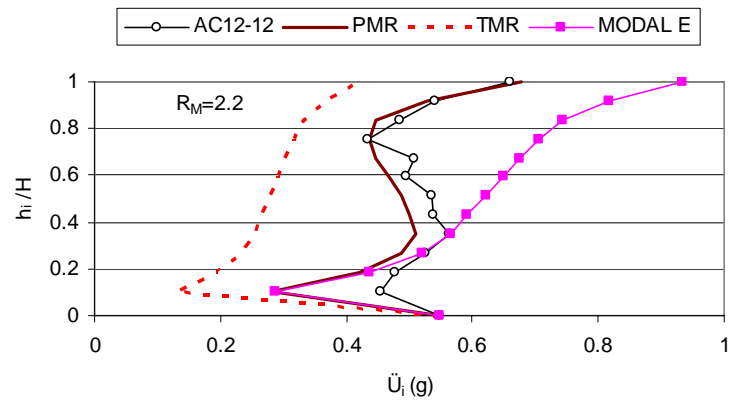
Figura 3.13. Aceleraciones de piso



d) Edificio 6 niveles, $dr=0.012$, $Q=2$, Z-DI

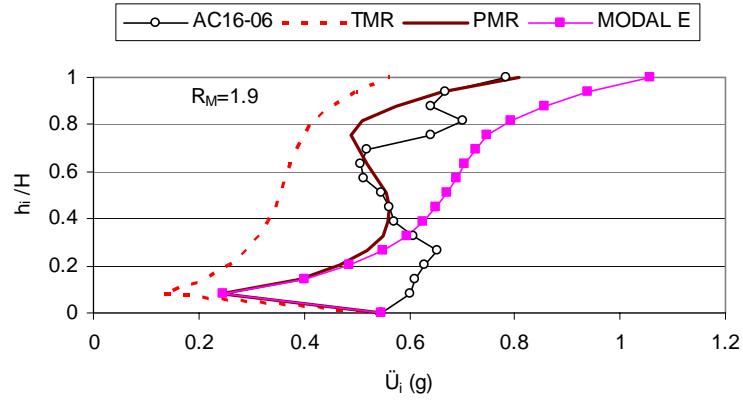


e) Edificio 12 niveles, $dr=0.006$, $Q=2$, Z-DI

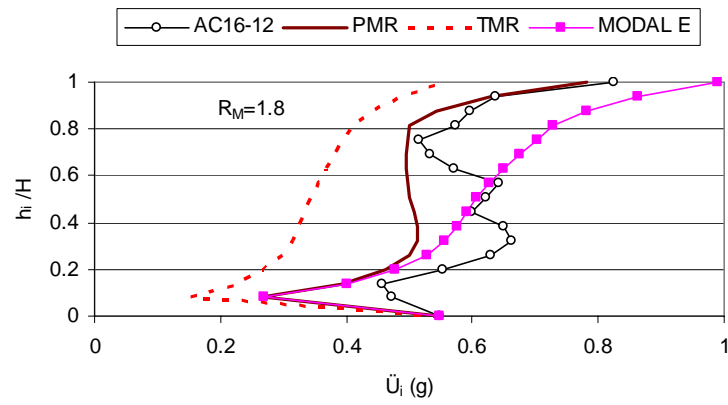


f) Edificio 12 niveles, $dr=0.012$, $Q=2$, Z-DI

Figura 3.13. Aceleraciones de piso (continuación)



g) Edificio 16 niveles, $dr=0.006$, $Q=2$, Z-DI



h) Edificio 16 niveles, $dr=0.012$, $Q=2$, Z-DI

Figura 3.13. Aceleraciones de piso (continuación)

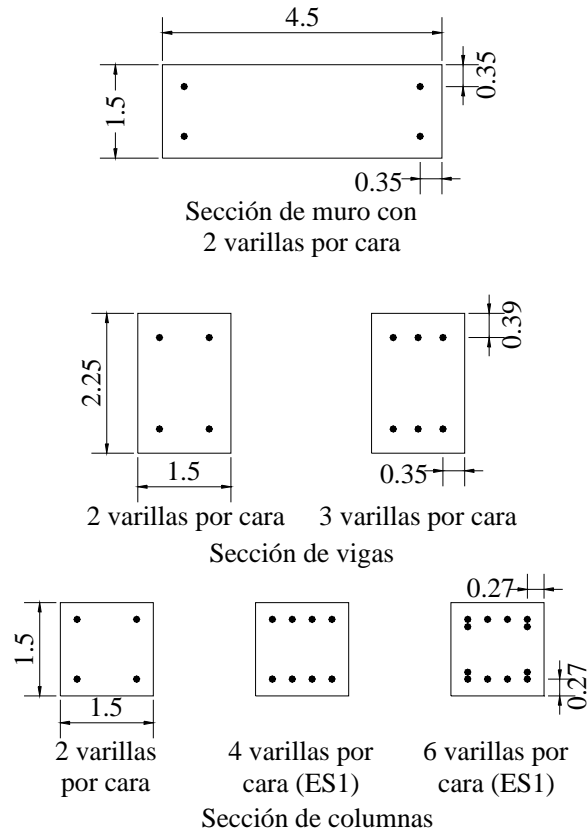
4. EVALUACIÓN DE FUERZAS INERCIALES EN LA RESPUESTA DINAMICA NO LINEAL DE ALGUNOS EDIFICIOS ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA EN LA UNIVERSIDAD DE ILLINOIS

4.1. DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO Y DE LOS EDIFICIOS

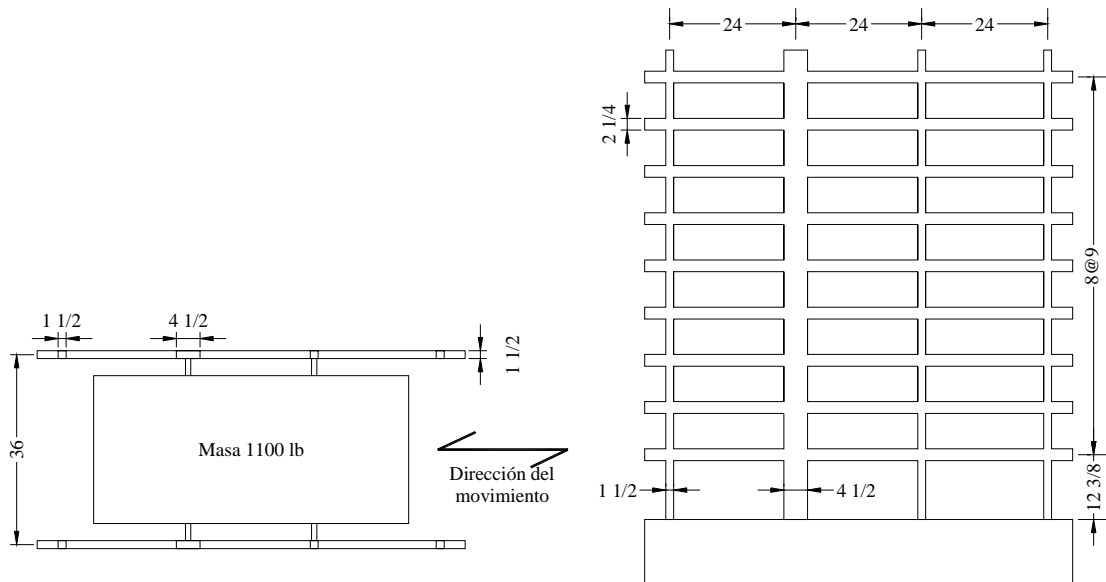
En esta parte del estudio se analiza la respuesta de diferentes estructuras a escala pequeña y de concreto reforzado ensayadas en mesa vibradora en la Universidad de Illinois, en los años 1979 a 1989. En la descripción de estos estudios es posible encontrar información de la geometría y materiales de los edificios, así como los registros obtenidos con la instrumentación empleada en los especímenes ensayados. Los objetivos de estos estudios fueron diferentes a los de esta investigación, lo que amerita el análisis de esa información para el estudio que aquí se lleva a cabo. La tabla 4.1 muestra las características principales de cuatro estructuras seleccionadas para este trabajo, las cuales fueron seleccionadas por ser simétricas en planta, al menos en un eje, y por no presentar discontinuidades en elevación. La figura 4.1a muestra las dimensiones de los elementos estructurales y las características del acero de refuerzo para las estructuras ES1, ES2 y SS1. En las figuras 4.1b y 4.1c se muestra la planta y elevación en la dirección del movimiento de estas estructuras. En las figuras 4.1d y 4.1e se muestran las dimensiones y características del acero de refuerzo para el edificio FW4. En estas figuras puede observarse que los edificios están formados básicamente por dos marcos de tres crujías en la dirección del sismo con una masa igual en todos los niveles y sin cambios de geometría en altura por lo que los edificios analizados pueden considerarse regulares.

Tabla 4.1. Estructuras analizadas

Nombre	Niveles	Sistema estructural	Acelerograma	Referencia
ES1	9	Dual	El Centro	Eberhard y Sozen, (1989)
ES2	9	Dual	El Centro	Eberhard y Sozen, (1989)
SS1	9	Marco	El Centro	Schultz, (1985)
FW4	10	Dual	Taft	Abram y Sozen, (1979)

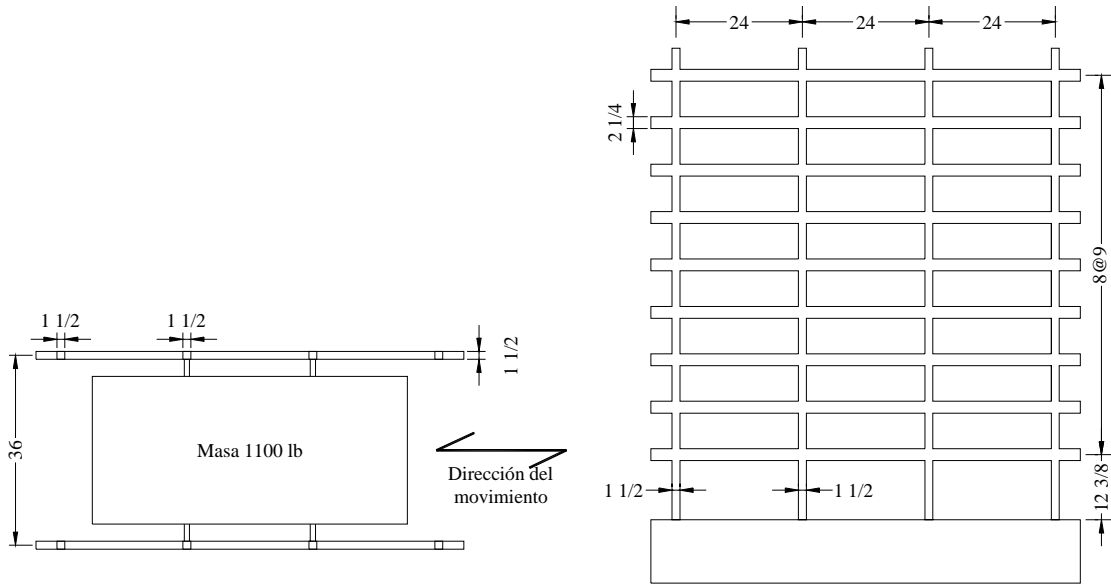


a) Secciones de elementos y distribución del acero de edificios ES1, ES2, SS1

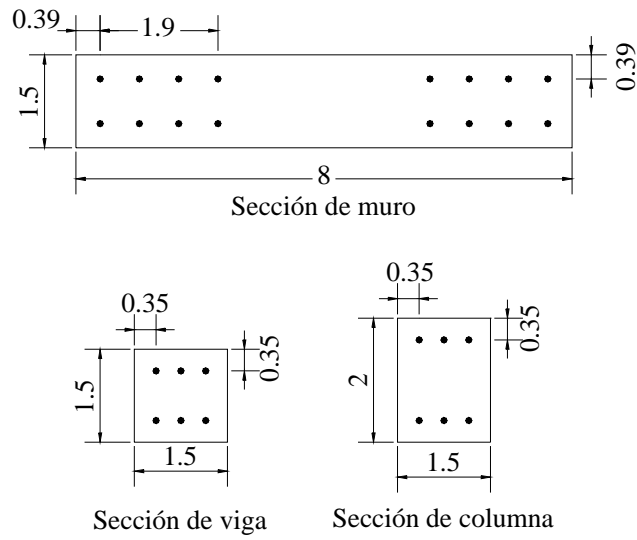


b) Planta y elevación lateral edificios ES1 y ES2

Figura 4.1. Geometría de edificios analizados, Eberhard y Sozen, (1989) (dimensiones en pulgadas)

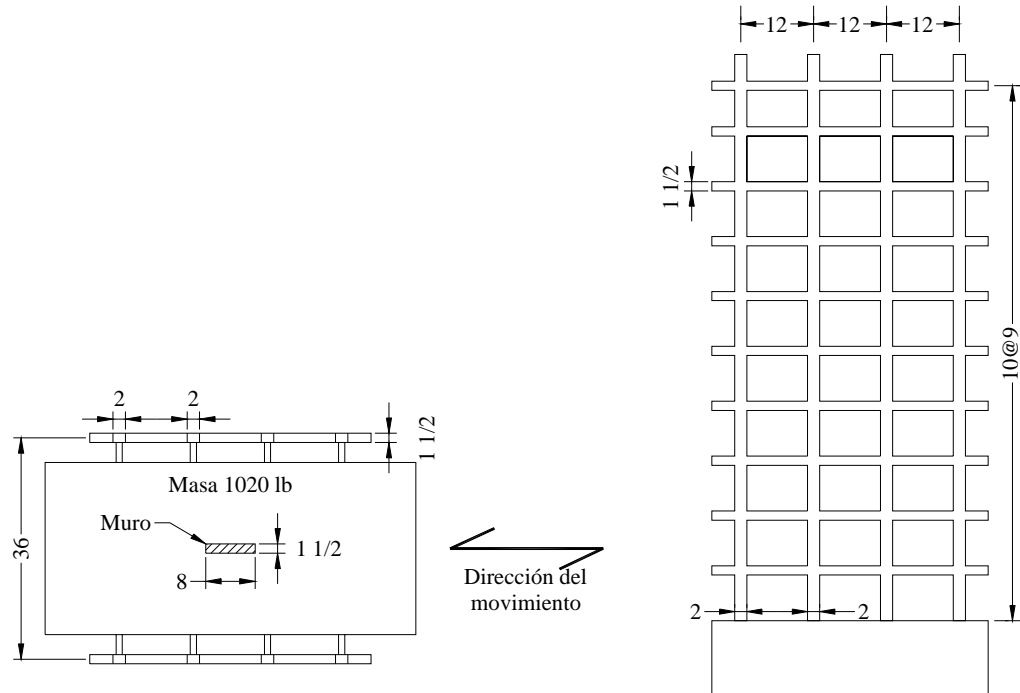


c) Planta y elevación lateral edificio SS1



d) Secciones de elementos y distribución del acero del edificio FW4

Figura 4.1. Geometría de edificios analizados, Eberhard y Sozen, (1989) (dimensiones en pulgadas, continuación)



e) Planta y elevación lateral edificio FW4

Figura 4.1. Geometría de edificios analizados, Eberhard y Sozen, (1989) (dimensiones en pulgadas, continuación)

La tabla 4.2 muestra algunas propiedades mecánicas de los materiales de los edificios analizados, como el esfuerzo de fluencia, f_y , para el acero de refuerzo (alambre con diámetro ϕ), y la resistencia a la compresión del concreto, f'_c . Las tablas 4.3 y 4.4 muestran la distribución del acero de refuerzo longitudinal en los elementos estructurales de estos edificios. Como se muestra mas adelante, el empleo de análisis tipo momento-curvatura y los valores presentados en estas tablas, permitió la evaluación de las propiedades de rigidez y resistencia para las principales secciones de cada estructura.

Tabla 4.2. Propiedades mecánicas de los materiales (Eberhard y Sozen, 1989)

	Resistencia del concreto (psi)	Resistencia del acero (Ksi)					
		Columnas		Vigas		Muro	
Nombre	f'_c	f_y	$\phi^{(a)}$	f_y	$\phi^{(a)}$	f_y	$\phi^{(a)}$
ES1	4350	55.3	13g	58.0	7g	58.0	7g
ES2	4800	55.3	13g	58.0	7g	58.0	7g
SS1	5590	55.3	13g	58.0	7g		
FW1	4790	50.8	13g	50.8	13g	48.9	2g

^(a) calibre del alambre

Tabla 4.3. Refuerzo de vigas y muros (Eberhard y Sozen, 1989)

Nombre	Vigas			Muro		
	Nivel	Refuerzo ^(a)	Cuantía ^(b) (%)	Nivel	Refuerzo	Cuantía ^(c) (%)
ES1	1-3	3-7g	2.60	1-9	2-7g	1.46
	4-9	2-7g	1.73			
ES2	1-3	3-7g	2.60	1-9	2-7g	1.46
	4-9	2-7g	1.73			
SS1	1-2	3-7g	2.60			
	3-9	2-7g	1.73			
FW4	1-4	2-13g	0.74	1-4	8-2g	3.59
	5-9	3-13g	1.10	5-6	4-2g	1.80
	10	2-13g	0.74	7-10	2-2g	0.90

^(a) número de alambres por cara y calibre del alambre

^(b) relación entre el área de refuerzo a tensión y área efectiva de la sección

^(c) relación entre el área total de refuerzo y área transversal del muro

Tabla 4.4. Refuerzo de columnas (Eberhard y Sozen, 1989)

Nombre	Columnas exteriores			Columnas interiores		
	Nivel	Refuerzo ^(a)	Cuantía ^(b) (%)	Nivel	Refuerzo ^(a)	Cuantía ^(b) (%)
ES1^(c)	1-2	3-13g	1.75	1-2	6-13g	3.51
	3-9	2-13g	1.17	3-6	4-13g	2.34
				7-9	2-13g	1.17
ES2	1-9	2-13g	1.17	1-9	2-13g	1.17
SS1	1	5-13g	2.92	1-2	5-13g	2.92
	2-3	4-13g	2.34	3-4	4-13g	2.34
	4-9	2-13g	1.17	5-9	2-13g	1.17
FW4	1-10	2-13g	0.88	1-8	2-13g	0.88
				9-10	3-13g	1.32

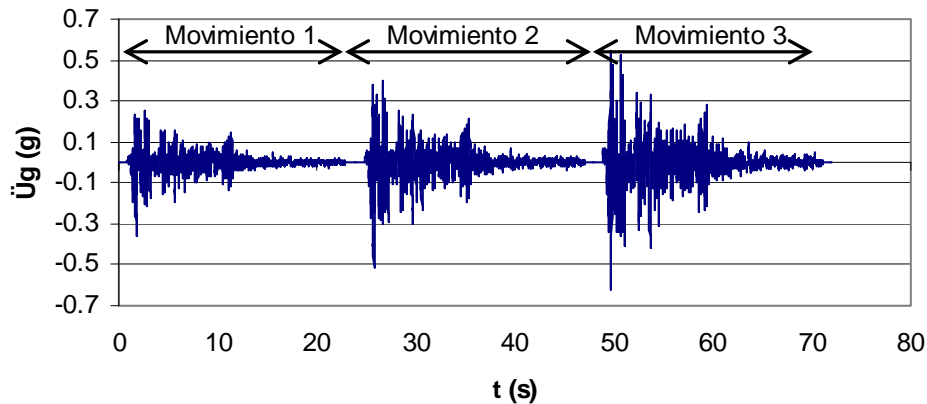
^(a) número de alambres por cara y calibre del alambre

^(b) relación entre el área total de refuerzo y área transversal de la columna

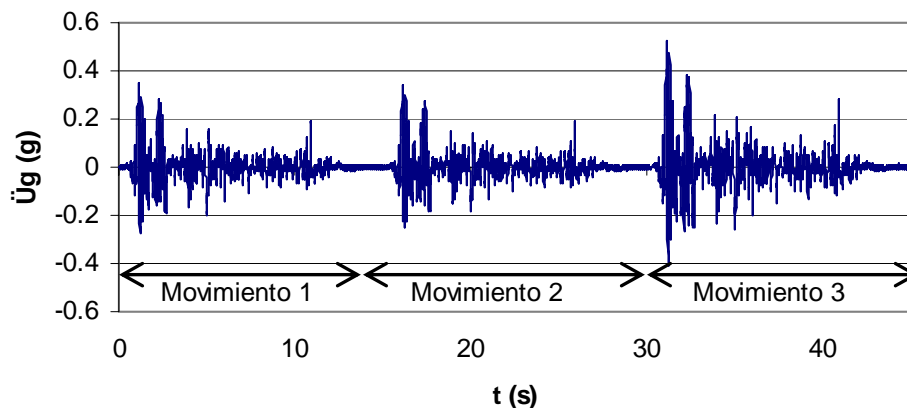
^(c) La columna exterior cerca del muro tiene el mismo refuerzo que la columna interior

Tomando en cuenta la simetría de los edificios ES1, ES2 y SS1, para el análisis sísmico de estos edificios se consideró un solo marco bidimensional. Para el caso de la estructura FW4 se consideraron dos marcos bidimensionales y un elemento que representó al muro, todos unidos mediante elementos con capacidad de transferir axialmente fuerzas inerciales. Con estos modelos se calculó la respuesta de las estructuras empleando como excitación las aceleraciones registradas en la base de la mesa vibradora, para lo cual se empleó el programa *Ruaumoko* (Carr, 1998). Los movimientos en la base durante los ensayos en la mesa vibradora de la Universidad de Illinois consistieron en simulaciones sísmicas escaladas e incrementando progresivamente las intensidades. Para las simulaciones de los edificios ES1, ES2 y SS1, se empleó como registro de aceleraciones la componente N-S del temblor medido en la estación El Centro, California en 1940 en el sismo “Imperial Valley”, con una aceleración máxima del terreno igual a 0.35g. Para las simulaciones del edificio FW4 se empleó la componente N21E medido en la estación Taft, California en 1952 en el sismo “Tehachapi” con una aceleración máxima del terreno igual a 0.16g. Para los dos registros, la escala del tiempo fue reducida por un factor de 2.5, para que el contenido de frecuencias del movimiento estuviese relacionado con el contenido de frecuencias de los modos de vibración de las estructuras (Eberhard y Sozen, 1989).

Los edificios ES1 y ES2 fueron sometidos a tres movimientos consecutivos con aceleraciones máximas incrementadas de manera creciente con valores de 0.35g, 0.52g y 0.62g, que correspondieron a fracciones de la componente N-S del temblor del Centro con valores de 1, 1.49 y 1.77, respectivamente. La figura 4.2a muestra la historia de aceleraciones empleadas para el análisis sísmico de los edificios ES1 y ES2. Como se aprecia en la figura 4.2a en estos análisis se consideró a los tres movimientos como uno solo, con una duración de 72.0 segundos. Para el edificio SS1, figura 4.2b, la duración total considerando los tres movimientos fue de 45.0 segundos con aceleraciones máximas iguales a 0.35g, 0.34g y 0.53g, para cada uno de estos movimientos. El edificio FW4 también se sometió a tres movimiento consecutivos con aceleraciones máximas iguales a 0.46g, 0.95g y 1.32g que correspondieron a fracciones iguales a 3, 6.0 y 8.5 de la aceleración máxima de la componente N21E del sismo Taft, con una duración total igual a 56 segundos como se muestra en la figura 4.2c.

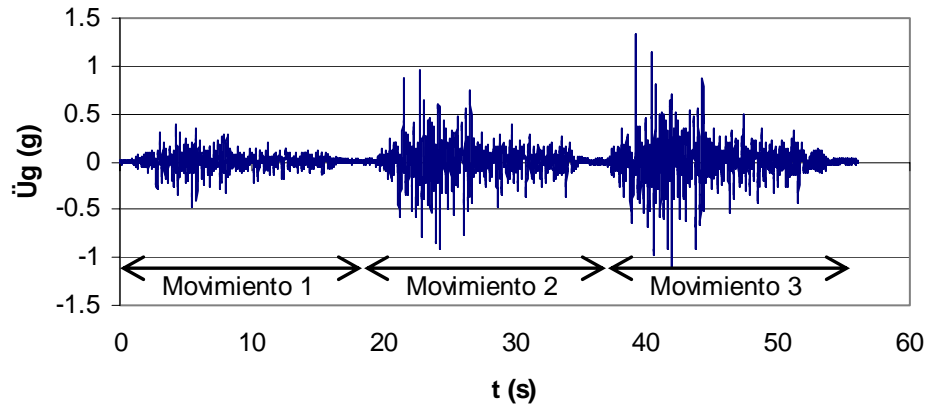


a) Acelerograma empleado en los ensayos de las estructuras ES1, ES2



b) Acelerograma empleado en el ensayo de la estructura SS1

Figura 4.2. Movimientos en la base de las estructuras



c) Acelerograma empleado en el ensaye de la estructura FW4

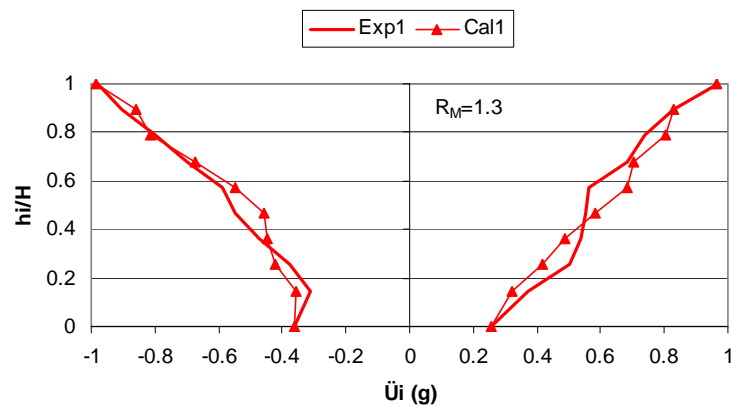
Figura 4.2. Movimientos en la base de las estructuras (continuación)

4.2. COMPARACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y DE MODELOS ANALITICOS PARA LOS EDIFICIOS ANALIZADOS

Con la información existente en las referencias empleadas en este estudio (indicadas en la tabla 4.1), se elaboraron diagramas momento-curvatura para cada una de las secciones de los elementos estructurales de los edificios analizados con el fin de conocer las propiedades de rigidez, así como de resistencia de los elementos estructurales. Para ello se empleó el programa de computo BIAX (Wallace, 1989). Este procedimiento fue semejante al seguido en el capítulo 3 y se explicó en la sección 3.2.2. Con estos resultados se analizó para cada estructura un modelo bidimensional aprovechando la simetría de los mismos, y empleando las propiedades de rigidez y resistencia obtenidas para las secciones analizadas, así como la regla de histéresis de degradación de rigidez de Takeda (Carr, 1998). Para cada espécimen se empleó un análisis dinámico no lineal considerando las aceleraciones medidas en la base de la estructura durante los ensayes en mesa vibradora y mostrada en la figura 4.2. Los resultados de estos estudios analíticos se compararon con los resultados obtenidos experimentalmente, con el fin de determinar si los primeros pueden emplearse para el desarrollo de los objetivos propuestos en esta investigación.

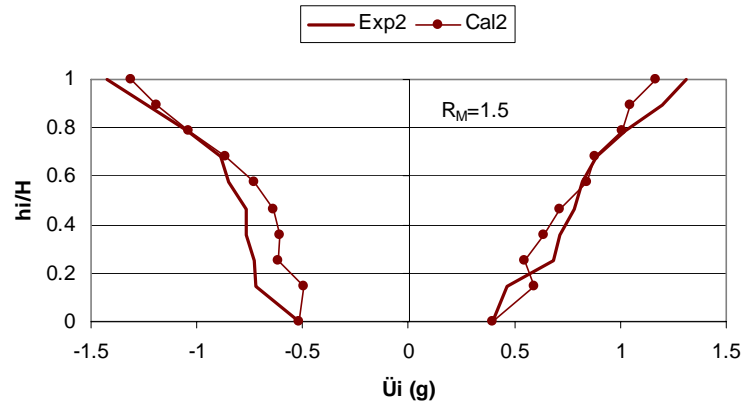
Las figuras 4.3 a la 4.6 muestran la comparación de resultados analíticos de este estudio así como los experimentales obtenidos en los ensayes en mesa vibradora. Estos resultados corresponden a envolventes de aceleraciones de piso y de desplazamientos para la duración de cada uno de los registros sísmicos empleados. La línea gruesa identificada como *Exp j* corresponde a las envolventes de los valores experimentales máximos registrados durante el movimiento *j*, figura 4.2. La línea delgada identificada como *Cal j* corresponde a los resultados de las envolventes de los valores analíticos máximos obtenidos para cada edificio, igualmente durante el movimiento *j*. En cada una de estas

figuras se muestra el valor del parámetro R_M , empleado para el análisis del comportamiento inelástico de los edificios. Se observa que en todos los casos las estructuras presentaron un comportamiento inelástico ya que los valores de R_M fueron mayores que 1. Las figuras 4.3 a la 4.6 muestran solamente la envolvente de desplazamientos experimentales para el movimiento 1, dado que al analizar la información de las publicaciones que describen estos estudios experimentales, no es claro si al inicio de cada movimiento los medidores de desplazamientos son reiniciados en cero. En las graficas se muestra que la comparación entre las aceleraciones calculadas y las medidas es aceptable, por lo que se considera que los análisis tiempo-historia no lineales empleados en este estudio para predecir la respuesta sísmica lleva a resultados confiables cuando se extrapole a procedimientos de diseño. Las envolventes analíticas y experimentales de las respuestas de aceleraciones de los especímenes SS1 y FW4 cuando se someten al movimiento 3 (figura 4.2) mostrados en las figuras 4.5c y 4.6c, respectivamente, presentan diferencias apreciables, principalmente para el espécimen FW4. Estas diferencias se deben principalmente a problemas en las mediciones experimentales, donde se presentaron saltos en algunas tomas de lecturas (Eberhard y Sozen, 1989), como se muestra en las figuras 4.5e y 4.6e que corresponden a las aceleraciones medidas en el nivel 9 del edificio SS1 y nivel 2 del edificio FW4, respectivamente. En estas figuras se muestra con círculos los puntos en los cuales se presentaron los problemas de medición mencionados, situación que no se presentó en los movimientos 1 y 2, donde los resultados calculados y medidos son comparables. Estos resultados muestran que la respuesta analítica para los edificios SS1 y FW4 en el movimiento 3 es adecuada para el desarrollo de este trabajo.

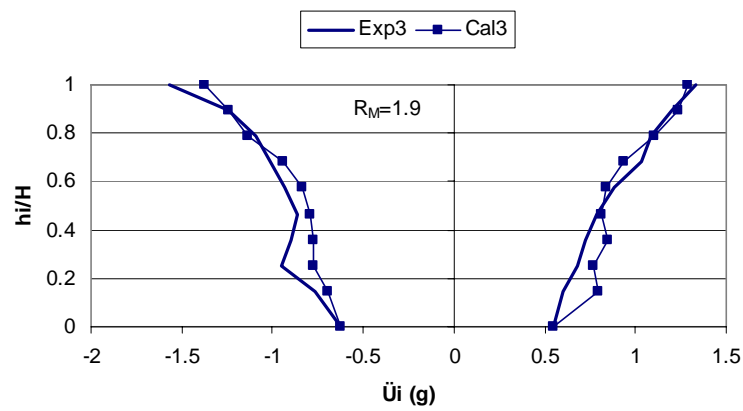


a) Envolvente de aceleraciones movimiento 1

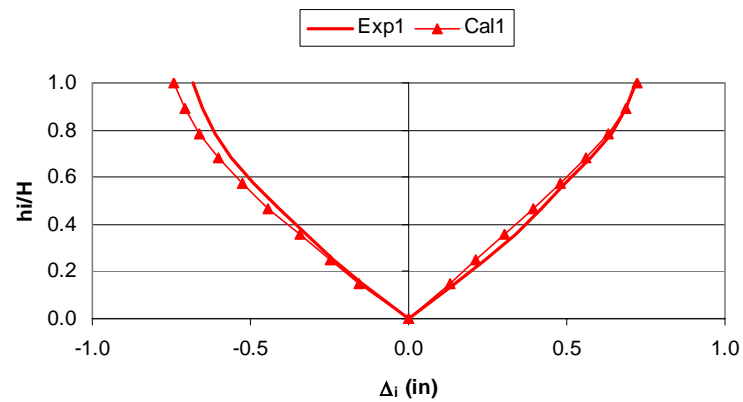
Figura 4.3. Comparación de envolventes de aceleraciones y desplazamientos para el edificio ES1



b) Envoltente de aceleraciones movimiento 2

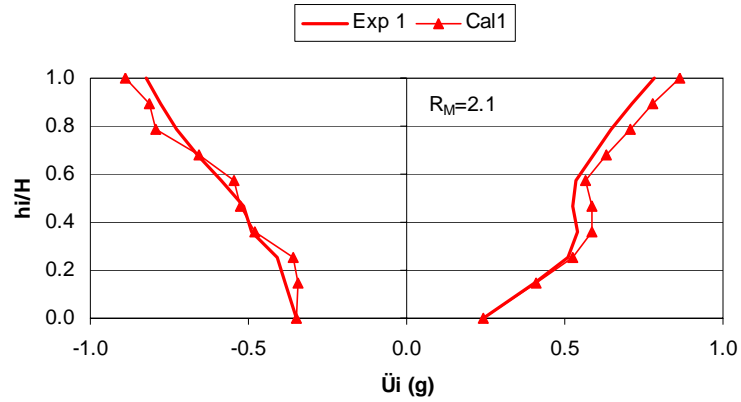


c) Envoltente de aceleraciones movimiento 3

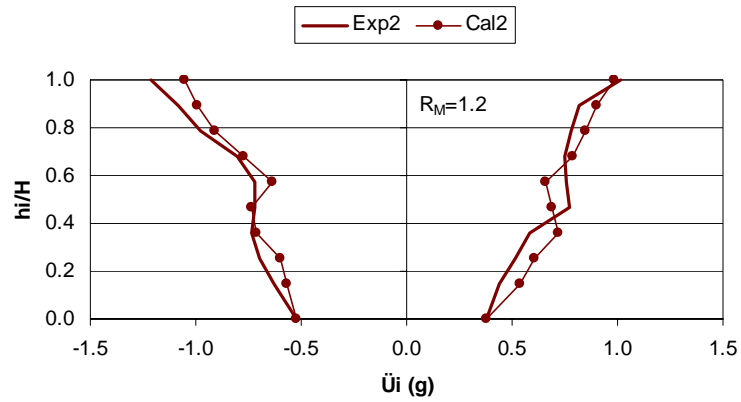


d) Envoltente de desplazamientos movimiento 1

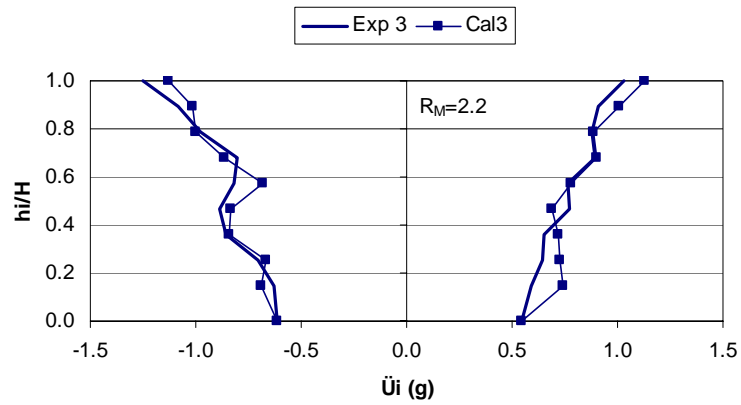
Figura 4.3. Comparación de envoltentes de aceleraciones y desplazamientos para el edificio ES1
(continuación)



a) Envoltura de aceleraciones movimiento 1

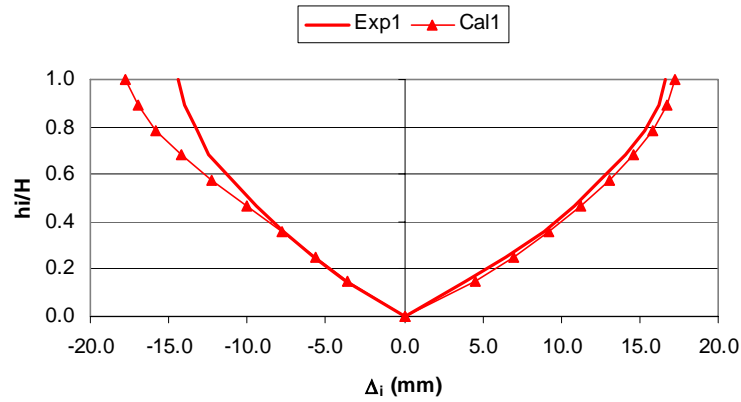


b) Envoltura de aceleraciones movimiento 2



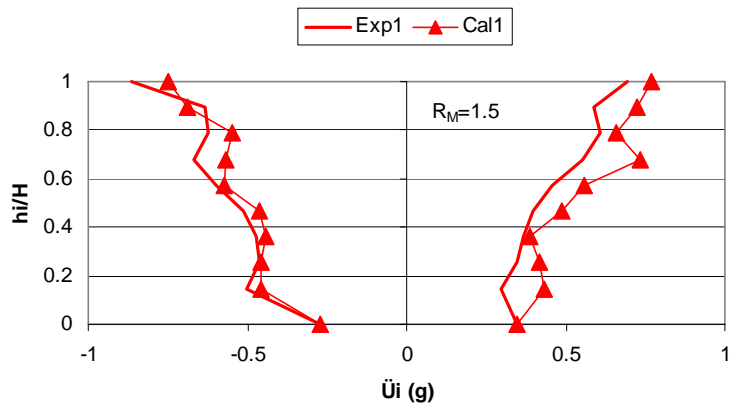
c) Envoltura de aceleraciones movimiento 3

Figura 4.4. Comparación de envolturas de aceleraciones y desplazamientos para el edificio ES2

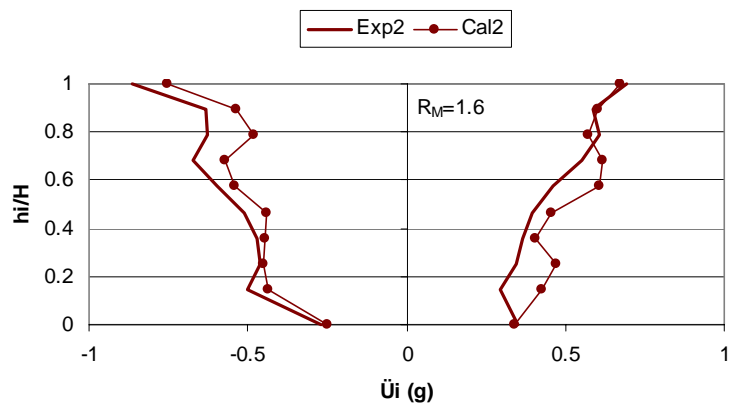


d) Envoltente de desplazamientos movimiento 1

Figura 4.4. Comparación de envoltentes de aceleraciones y desplazamientos para el edificio ES2 (continuación)

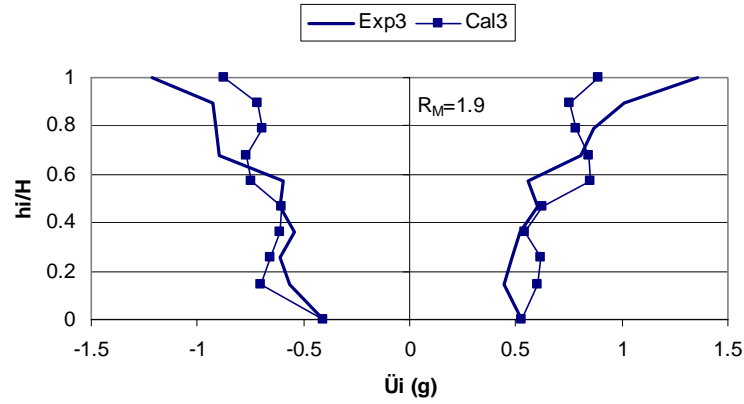


a) Envoltente de aceleraciones movimiento 1

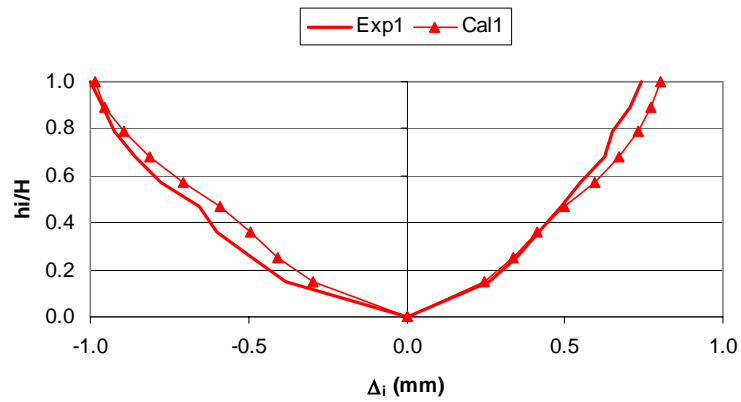


b) Envoltente de aceleraciones movimiento 2

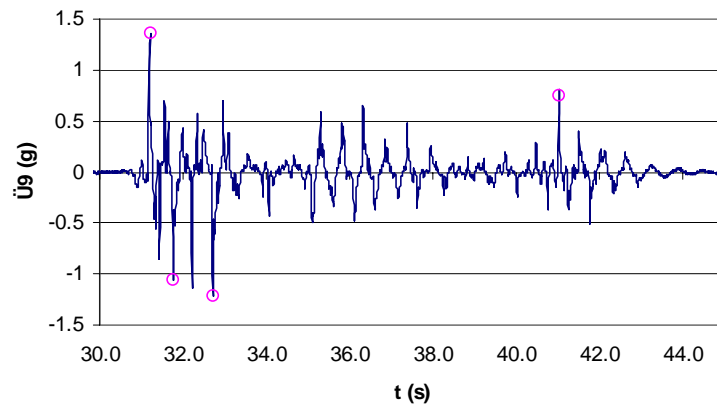
Figura 4.5. Comparación de envoltentes de aceleraciones y desplazamientos para el edificio SS1



c) Envoltura de aceleraciones movimiento 3

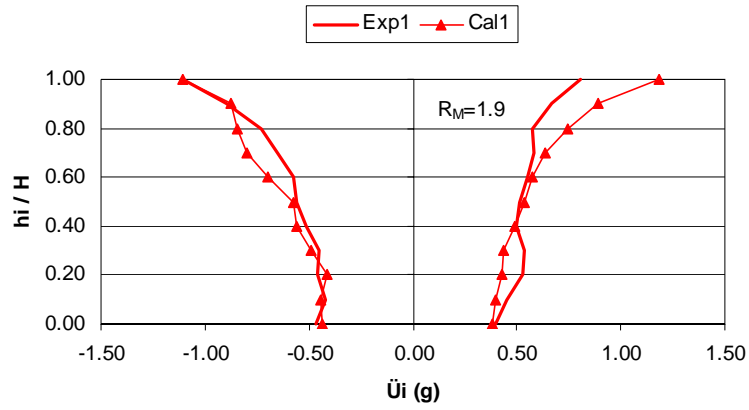


d) Envoltura de desplazamientos movimiento 1

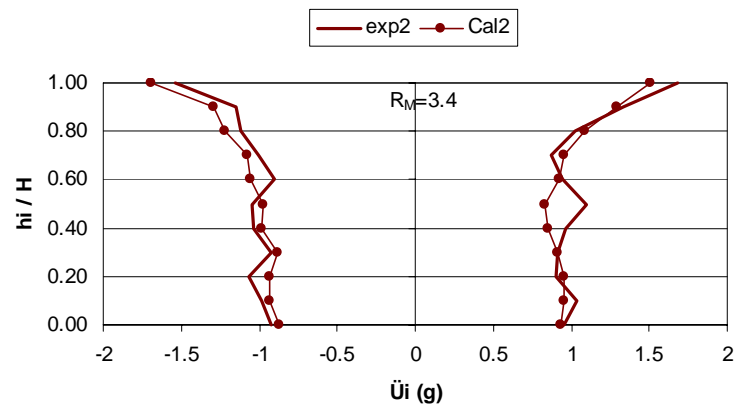


e) Aceleraciones en el nivel 9 del edificio SS1 para el movimiento 3

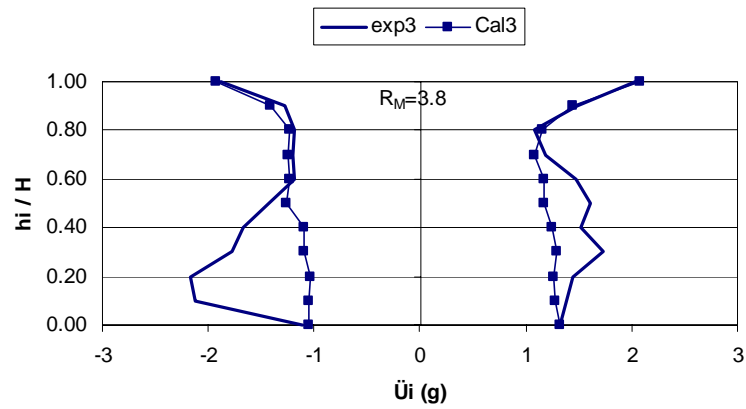
Figura 4.5. Comparación de envolturas de aceleraciones y desplazamientos para el edificio SS1 (continuación)



a) Envoltente de aceleraciones movimiento 1

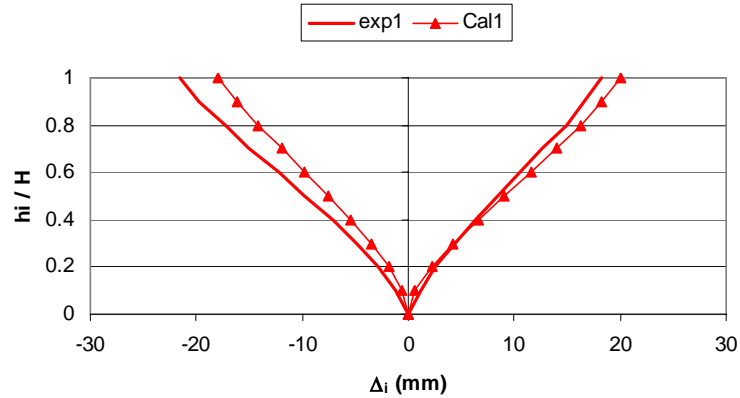


b) Envoltente de aceleraciones movimiento 2

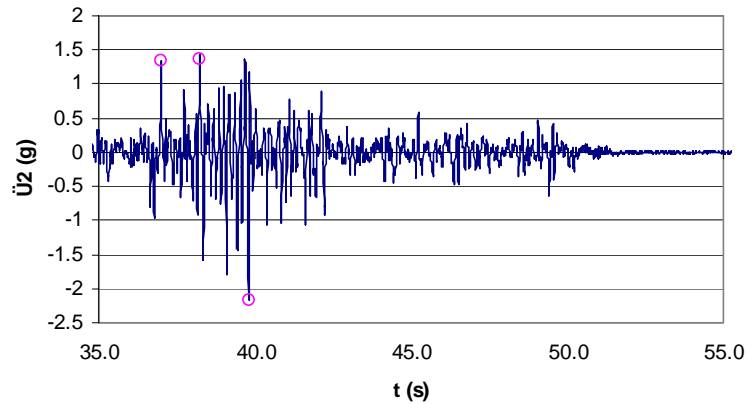


c) Envoltente de aceleraciones movimiento 3

Figura 4.6. Comparación de envoltentes de aceleraciones y desplazamientos para el edificio FW4



d) Envoltura de desplazamientos movimiento 1

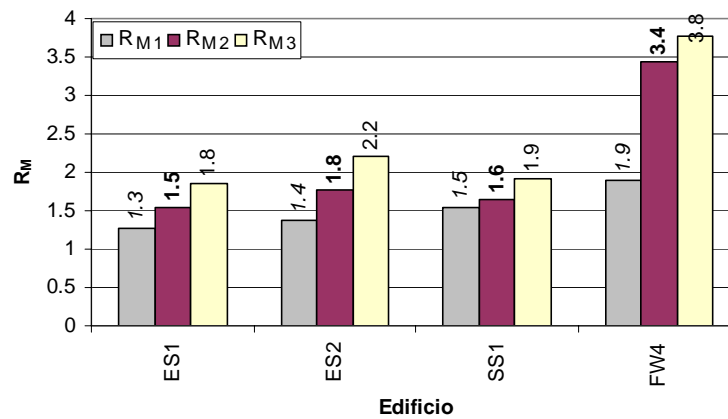


e) Aceleraciones en el nivel 2 del edificio FW4 para el movimiento 3

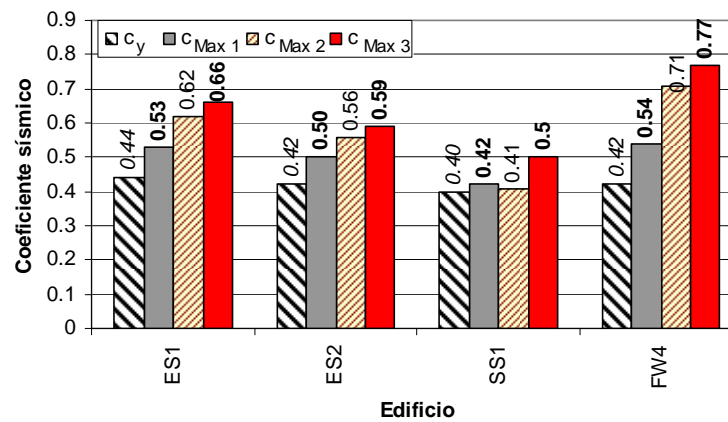
Figura 4.6. Comparación de envolturas de aceleraciones y desplazamientos para el edificio FW4 (continuación)

La figura 4.7a muestra un resumen de los valores obtenidos del parámetro R_M para cada espécimen considerando los tres registros de aceleraciones. Los resultados de esta figura muestran, como era de esperar, el mayor incremento en la respuesta no lineal a medida que aumenta la excitación sísmica. La figura 4.7b muestra los diferentes coeficientes sísmicos calculados para los edificios analizados. Esta figura permite analizar rápidamente si es de esperar algún daño en la estructura, a partir del análisis estático no lineal, al comparar las barras identificadas como c_{Max} y c_y , definidos en la sección 3.3. Sin embargo, no permite inferir el comportamiento inelástico ya que en los casos mostrados en la figura 4.7a donde las estructuras presentaron incursiones inelásticas, el valor de c_{Max} no difiere en más de 20% del valor calculado de c_y . Las figuras 4.7c a la 4.8f muestran resultados analíticos para el momento de volteo, M_v , en función de la distorsión global, D_r . Esta información se puede utilizar para conocer el nivel de respuesta inelástica en los especímenes. La tabla 4.3 muestra

algunos valores de parámetros relevantes encontrados en los análisis efectuados para cada uno de los especímenes. Estos parámetros son: el periodo fundamental de vibración calculado con el programa *Ruaumoko*, T_{RMK} , así como el coeficiente sísmico obtenido del análisis estático no lineal, c_y . Como se mostró en la figura 4.2, el registro total está formado por tres movimientos consecutivos, es por ello que en la tabla 4.5 los resultados de los análisis paso a paso se muestran los valores máximos de diversos parámetros de respuesta para cada uno de estos movimientos como: distorsión global, $D_{r Max}$, distorsión máxima de entrepiso, $d_{r Max}$; las aceleraciones máximas en el primer y último nivel, $\ddot{U}_{1 Max}$ y $\ddot{U}_{AZ Max}$, así como la ductilidad máxima de rotación de los elementos, $\mu_{\theta Max}$. Además, la tabla 4.5 muestra los valores máximos del parámetro, R_M , así como el valor máximo calculado para el coeficiente sísmico, c_{Max} , el cual se calculó a partir de la suma de fuerzas inerciales de cada nivel.

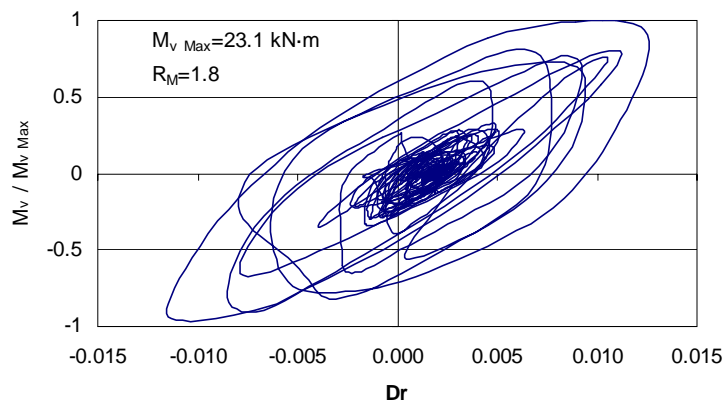


a) Parámetro R_M para cada movimiento

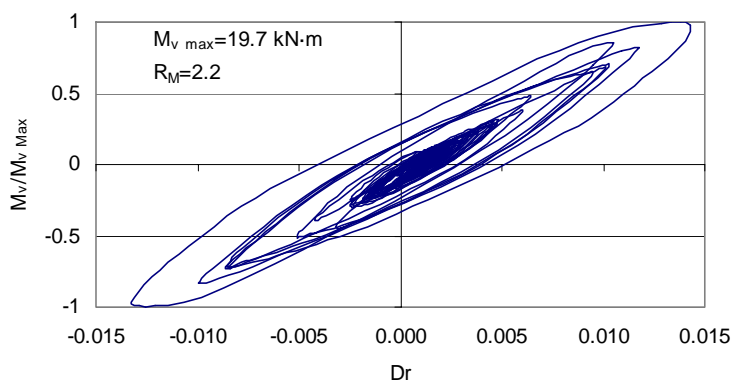


b) Coeficientes sísmicos en cada movimiento

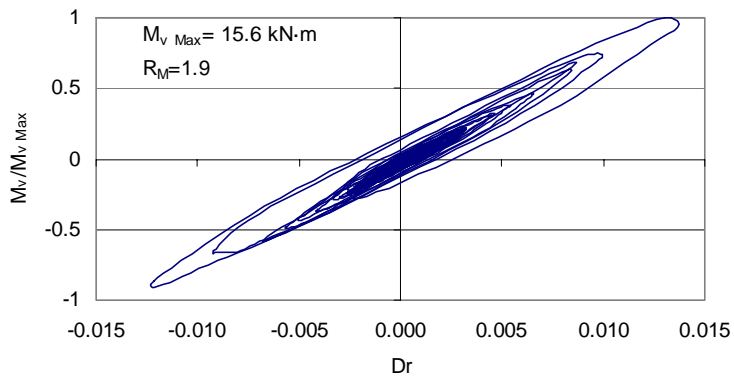
Figura 4.7. Comportamiento inelástico global calculado



c) Momento de volteo para el edificio ES1

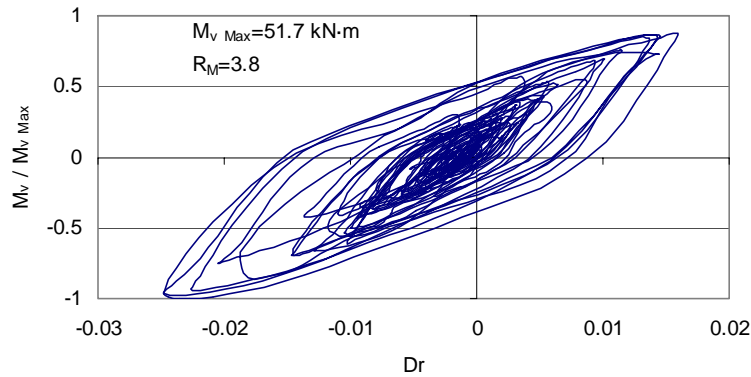


d) Momento de volteo para el edificio ES2



e) Momento de volteo para el edificio SS1

Figura 4.7. Comportamiento inelástico global calculado (continuación)



f) Momento de volteo para el edificio FW4

Figura 4.7. Comportamiento inelástico global calculado (continuación)

Tabla 4.5. Resultados importantes del análisis no lineal de los edificios estudiados

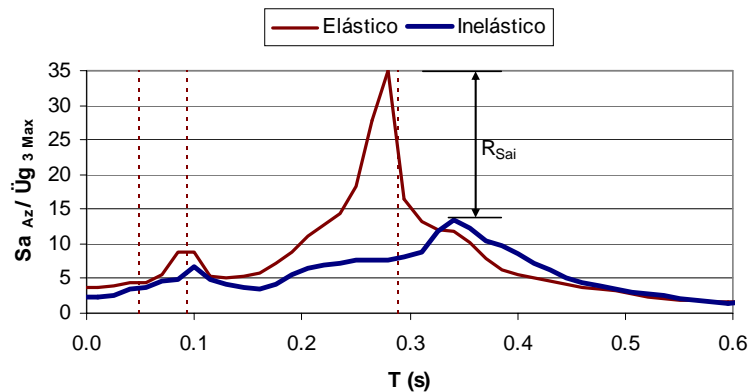
Estructura	ES1			ES2			SS1			FW4		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
T_{RMK}	0.280			0.279			0.353			0.301		
c_Y	0.44			0.42			0.40			0.42		
Movimiento	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
$R_M = M_{elast} / M_{inelas}$	1.26	1.55	1.85	1.38	1.78	2.20	1.53	1.65	1.92	1.91	3.44	3.77
$D_r Max (x100)$	0.85	1.10	1.26	0.83	1.15	1.43	1.17	1.03	1.37	0.85	2.12	2.48
$M_{vMax} / (W \cdot B / 2)$	0.85	1.03	1.14	0.77	0.91	0.97	0.69	0.61	0.77	1.73	2.30	2.49
c_{Max}	0.53	0.62	0.66	0.50	0.56	0.59	0.42	0.41	0.50	0.54	0.71	0.77
$d_r Max (x100)$	1.25	1.71	2.35	1.46	2.62	3.86	2.41	2.26	2.71	1.12	2.45	2.85
$\ddot{U}_1 Max / \ddot{U}_g Max$	0.99	1.14	1.27	1.17	1.09	1.21	1.31	1.28	1.32	1.01	1.02	0.96
$\ddot{U}_{Az} Max / \ddot{U}_g Max$	2.70	2.53	2.20	2.53	2.01	1.85	2.21	2.20	1.69	2.72	1.80	1.56
$\ddot{U}_g Max (g)$	0.36	0.52	0.62	0.35	0.52	0.61	0.35	0.34	0.53	0.44	0.94	1.33
$\mu\phi Max$			16.0			19.4			23.8			24.8

$W = 44.1$ kN para edificios ES1, ES2 y S1, 45.4 kN para el edificio FW4

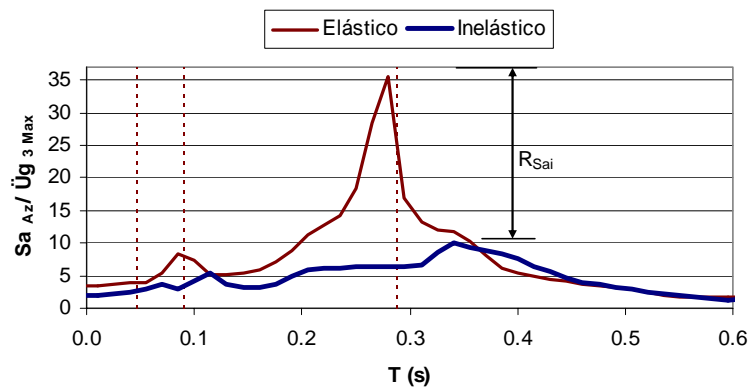
$B = 1.83$ m para edificios ES1, ES2 y S1, 0.91 m para el edificio FW4

4.3. ANALISIS DE LAS ACELERACIONES DE PISO EN LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS

Después de evaluar la bondad de los resultados analíticos encontrados en esta investigación para los edificios ensayados en mesa vibradora de la Universidad de Illinois, estos resultados se emplearán para analizar las características de las aceleraciones de piso de estos edificios. Para este análisis se emplean principalmente los espectros de respuesta de las aceleraciones del último nivel de cada uno de los edificios analizados. En la figura 4.8 se muestran los espectros de piso de este nivel, adimensionalizados respecto a la aceleración máxima registrada en la base considerando la duración total del registro (figura 4.2). En la figura 4.8 se ubican los valores calculados para los periodos de vibración de los tres primeros modos, así como la representación grafica para el primer modo del parámetro R_{Sai} . La figura 4.9 muestra de otra manera los valores del parámetro R_{Sai} para cada modo. La figura 4.9 muestra claramente que las mayores reducciones por comportamiento inelástico corresponden al primer modo, con valores cercanos a tres. Para los modos 2 y 3 estas reducciones varían entre uno y dos.

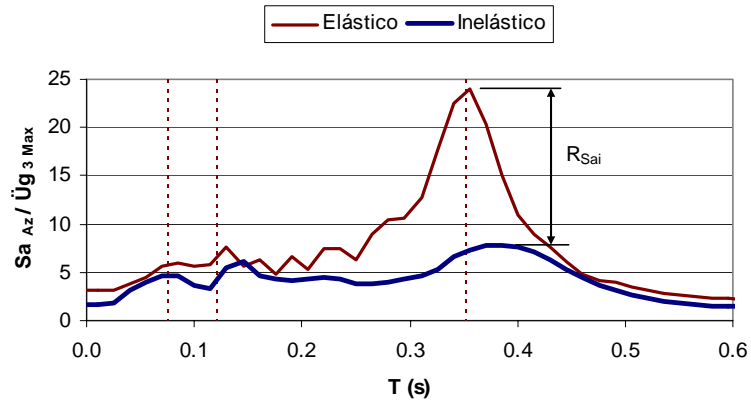


a) Edificio ES1

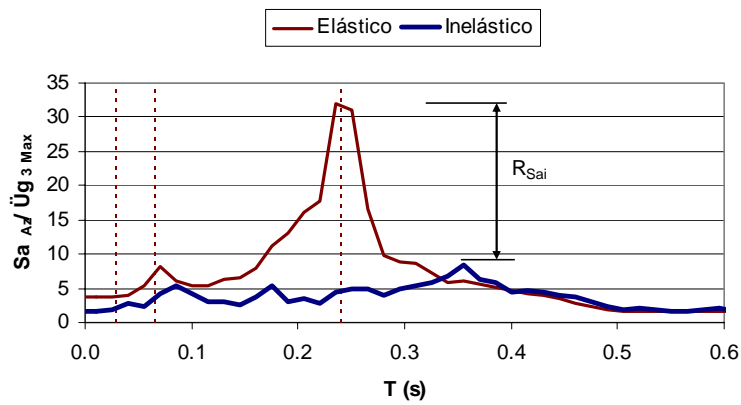


b) Edificio ES2

Figura 4.8. Espectro de piso



c) Edificio SS1



d) Edificio FW4

Figura 4.8. Espectro de piso (continuación)

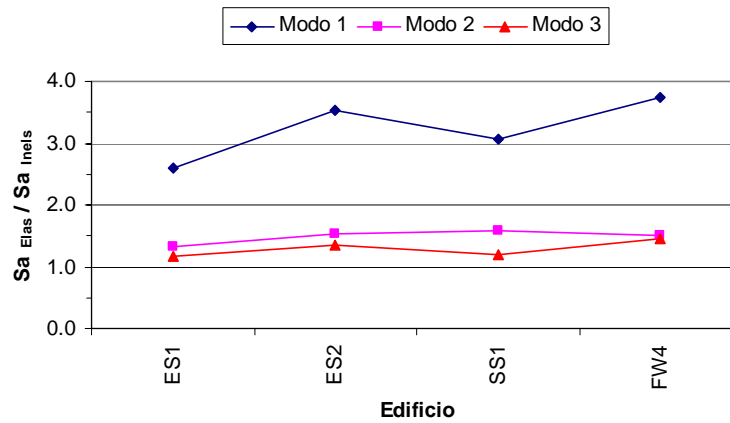
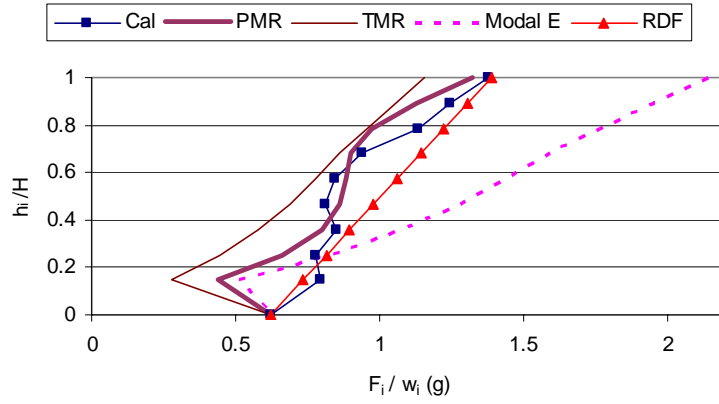


Figura 4.9. Cociente entre la respuesta espectral elástica e inelástica para cada modo

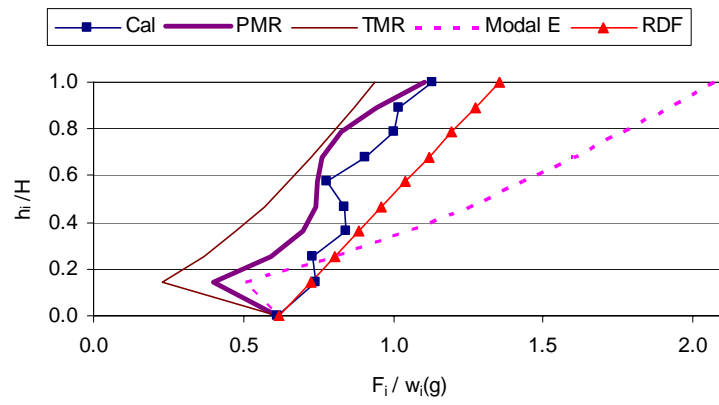
4.4. EVALUACIÓN DE LAS ACELERACIONES DE PISO

Los resultados anteriores muestran la posible validez del criterio de evaluación de las fuerzas de piso en todos los niveles propuesto en la sección 3.5, ecuación 3.6, como una variante al presentado en Rodríguez et al., (2002), lo que se analiza en detalle en lo siguiente. Las envolventes de las aceleraciones de piso calculadas para los edificios analizados empleando diferentes procedimientos se muestran en la figura 4.10. La línea identificada como *Cal* corresponde a la envolvente de aceleraciones obtenida de los resultados analíticos para la respuesta inelástica, la línea gruesa identificada como *PMR* corresponde a resultados obtenidos empleando la ecuación 3.6. La línea punteada identificada como *Modal E* corresponde a resultados empleando la superposición modal (ecuación 3.5) y la línea identificada como *TMR* corresponde a los resultados obtenidos empleando la superposición modal reduciendo la respuesta de cada modo por el factor R_M . La línea con triángulo identificada como RDF corresponde a las fuerzas evaluadas a partir de la envolvente de aceleraciones de la sección 8.4 en NTCDS (2004), esta envolvente se encuentra a partir del empleo de las ecuaciones 3.3 y 3.4.

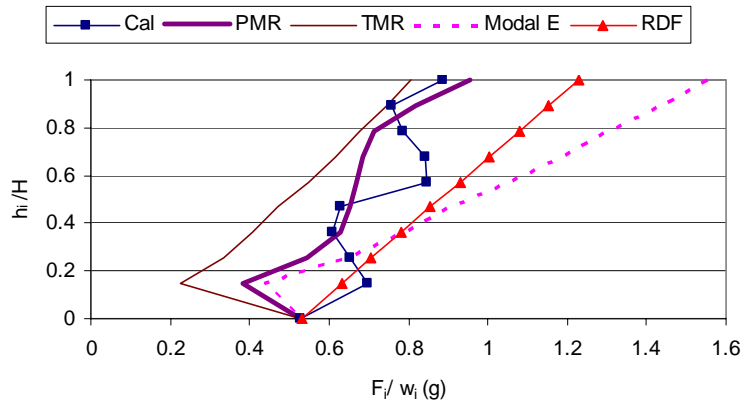
En la figura 4.10 se observa que evaluar las aceleraciones de piso mediante la superposición elástica sobreestima la respuesta, excepto en los niveles inferiores del edificio. Además esta figura muestra que reducir todos los modos es un procedimiento inadecuado, ya que lleva a resultados del lado de la inseguridad en todos los niveles. Los resultados de la figura 4.10 muestran que el procedimiento de reducir la respuesta del primer modo es sencillo, con el cual es posible estimar de manera razonable los valores de las fuerzas en los niveles superiores más que la expresión especificada en NTCDS (2004), aunque para los pisos inferiores subestima la respuesta principalmente en el primer nivel. Estas diferencias se evalúan en el Apéndice C con resultados de análisis elásticos tiempo-historia de estos edificios.



a) Edificio ES1

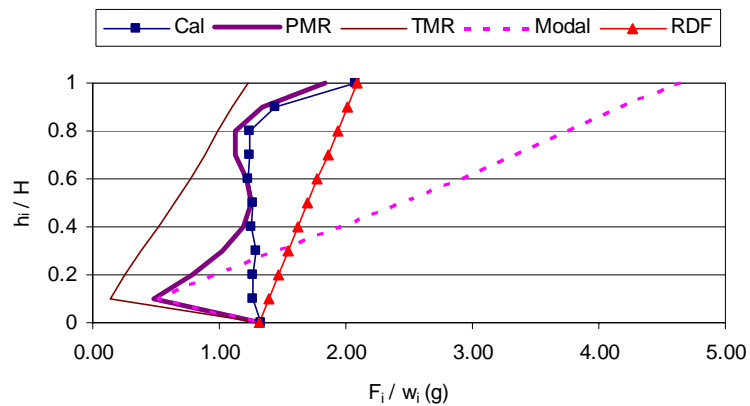


b) Edificio ES2



c) Edificio SS1

Figura 4.10. Evaluación de las aceleraciones de piso



d) Edificio FW4

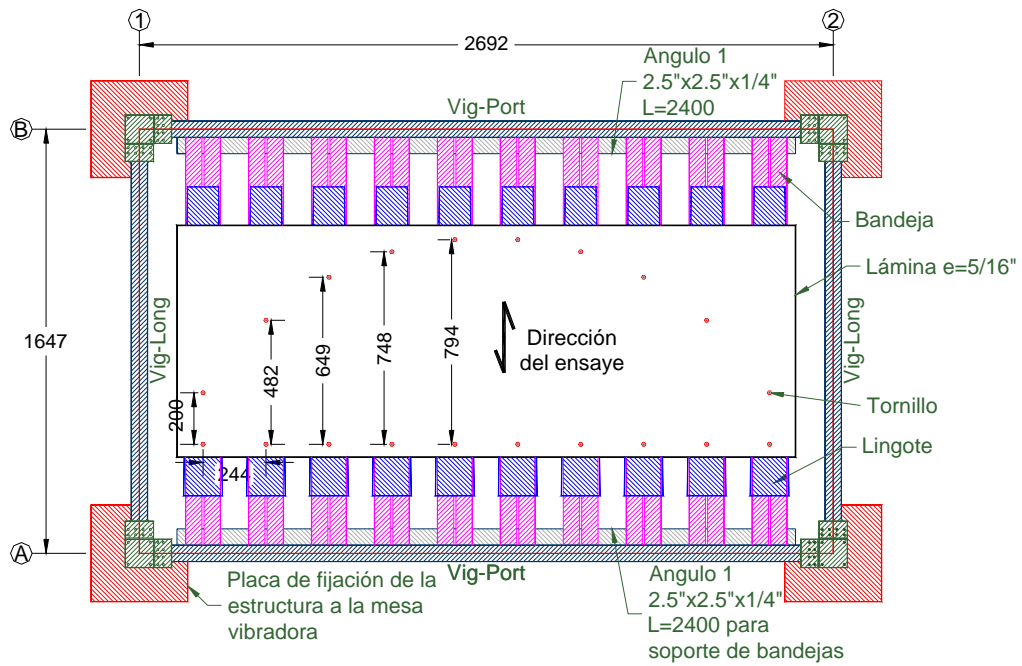
Figura 4.10. Evaluación de las aceleraciones de piso (continuación)

5. ESTUDIO DE LAS FUERZAS INERCIALES EN EDIFICIOS MINIATURA ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA EN ESTA INVESTIGACIÓN

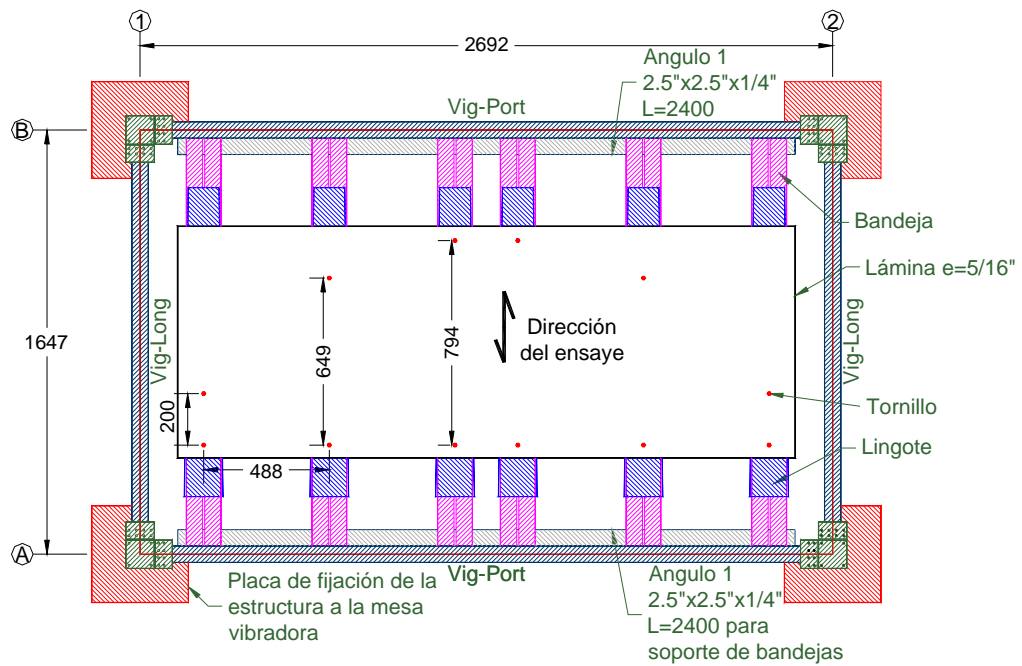
5.1. DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

Las estructuras que se estudian en esta parte de la investigación representan a edificios en miniatura de cinco niveles. Aun cuando también se puede afirmar que estos edificios les correspondería una escala aproximadamente igual a 1:4, en todas las consideraciones de diseño se consideró que las estructuras son edificios en miniatura, por lo cual no es necesario hacer consideraciones de leyes de similitud, las que en muchos casos no son representativas del problema físico real. Esta hipótesis lleva a que no es necesario escalar el registro empleado en los ensayos en mesa vibradora de este estudio. La idea para realizar estos ensayos se tomó de una estructura similar ensayada en la mesa vibradora de la Universidad de Canterbury en Nueva Zelanda (Kao, 1998). Se consideró que los edificios son a base de marcos y que el sistema de piso está formado por una serie de lingotes, sobre perfiles metálicos (bandejas), así como una lámina metálica sobre los lingotes formando un diafragma rígido. La figura 5.1 muestra algunos detalles generales de los especímenes; en ella se muestra que la planta está formada por marcos de una cruz y que el sistema de piso se encuentra apoyado en las vigas del eje transversal, perpendicular a la dirección en que se realizarán los ensayos y de esta forma las vigas del eje longitudinal, en la dirección del movimiento, solo están sometidas a acciones debidas al sismo. La figura 5.1a muestra la planta típica de cada nivel del primer edificio ensayado el cual en adelante se le llamará *EMI*. En esta figura se muestra la distribución de los 10 lingotes y la ubicación de los tornillos con los cuales se fijó la lámina metálica de espesor 3/16". Una característica de la distribución de los tornillos es que estos forman un arco parabólico con el cual la fuerza inercial se dirige a los marcos extremos, evitando que las vigas de los marcos transversales se flexionen horizontalmente (Kao, 1998). La figura 5.1b muestra la planta del segundo espécimen ensayado el cual se le llamará *EM2*. Esta estructura se ensayó con un 40% menos de masa respecto al edificio *EMI* con la finalidad de lograr un comportamiento diferente, lo cual se logró eliminando 4 bandejas por nivel.

Las estructuras representan a edificios a base de marcos y presentan una gran ventaja para efectos prácticos y académicos al concentrar las acciones inelásticas en elementos llamados *fusibles*, los cuales una vez realizado el ensayo sólo es necesario sustituirlos para posteriormente realizar un nuevo ensayo, ahorrando considerablemente en material. La figura 5.1c es una elevación lateral típica de los edificios del marco longitudinal y en donde se encuentra ubicados los *fusibles*. La figura 5.1d muestra el detalle de estos elementos y se observa la reducción de la placa para de esta forma concentrar las acciones inelásticas en esta zona.

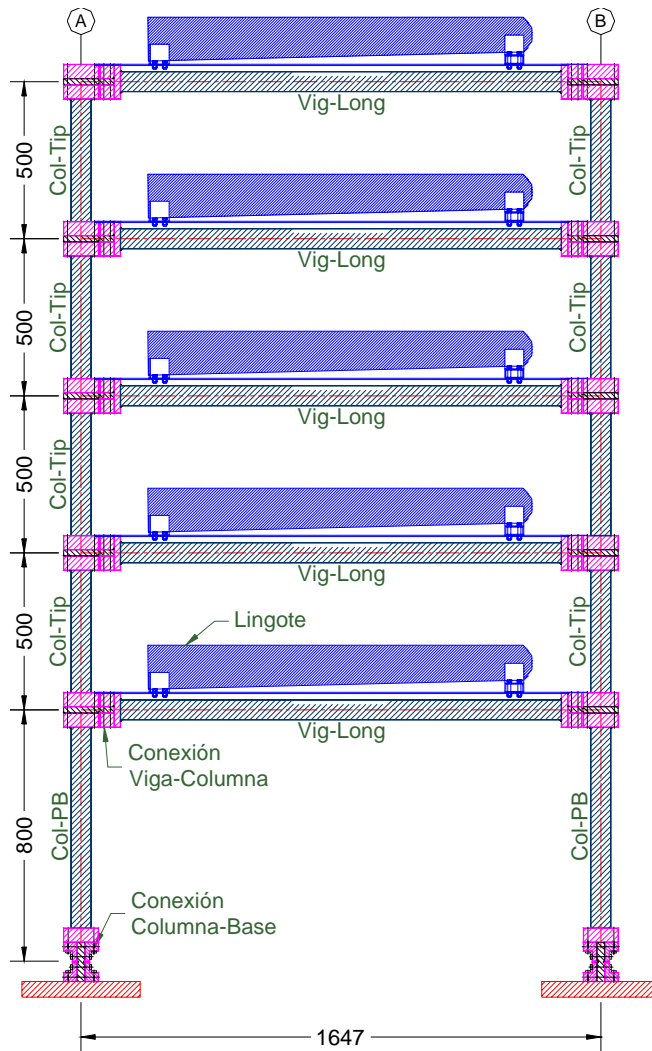


a) Planta edificio EM1

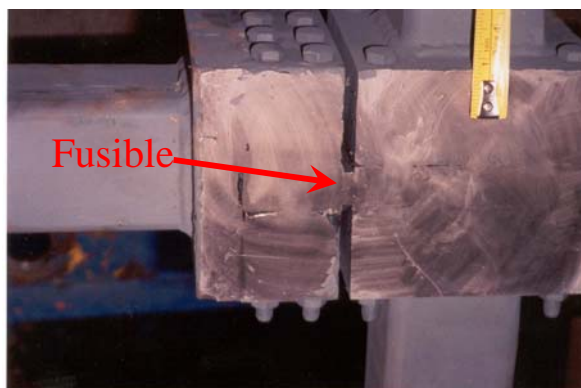


b) Planta edificio EM2

Figura 5.1. Detalles generales de los edificios ensayados (dimensiones en milímetros)



c) Elevación lateral



d) Detalle típico de conexión viga-columna

Figura 5.1. Detalles generales de los edificios ensayados (dimensiones en milímetros, continuación)

Para el diseño se supuso el mecanismo de viga débil columna fuerte y que los edificios se encuentran ubicados en las costas de Acapulco, en el estado de Guerrero. El análisis estructural se efectuó considerando de manera simplista que la resistencia de las conexiones entre los diferentes elementos es igual a la de los *fusibles*. Los coeficientes sísmicos de diseño, c , sin reducir fueron iguales a 0.36 y 0.86 para los edificios *EM1* y *EM2*, respectivamente. El factor de comportamiento sísmico, Q , se consideró igual a cuatro en los dos edificios y el límite de distorsión de entrepiso se fijó en 0.012.

5.1.1. Descripción del proceso constructivo

La figura 5.2a muestra los elementos que forman la estructura sismo-resistente antes de armar el edificio. La figura 5.2b muestra la etapa de construcción de esta estructura durante el montaje del sistema de piso y sobrecarga.



a) Elementos del edificio antes del montaje

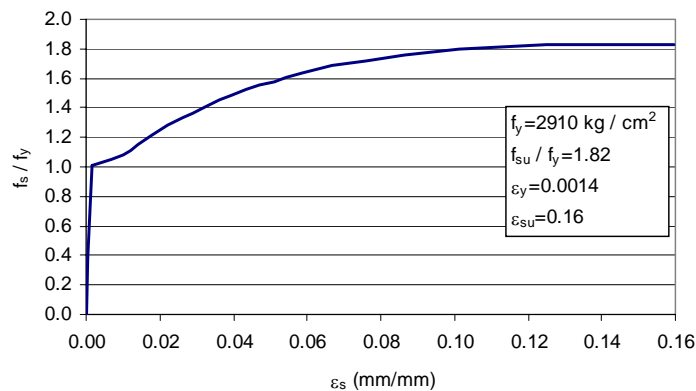


b) Montaje de sistema de piso

Figura 5.2. Detalles del proceso constructivo de especímenes a ensayar en la mesa vibradora

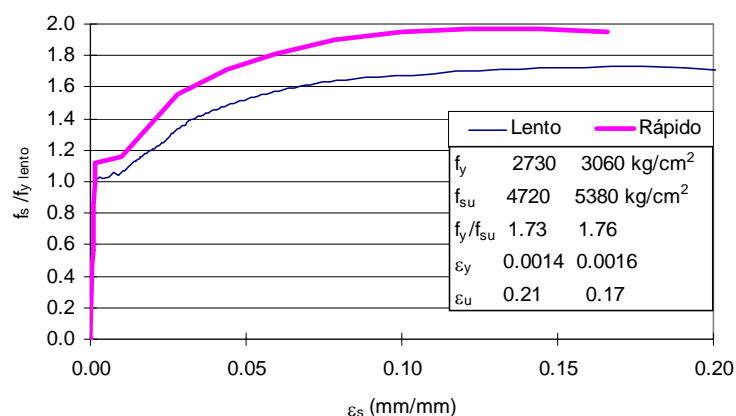
5.1.2. Materiales empleados

El material empleado para la fabricación de los *fusibles* fue acero A36; sin embargo, para efectuar los análisis requeridos para este estudio es necesario conocer las propiedades mecánicas de este material, por lo que se realizaron ensayos a tensión en probetas construidas del material con el que se fabricaron las placas de los *fusibles*. La figura 5.3a muestra la grafica esfuerzo-deformación obtenida de los ensayos del material para los *fusibles* del edificio EM1 y en la figura 5.3b se presenta la curva para el acero de los *fusibles* del edificio EM2. En esta última figura se muestran dos curvas que se obtuvieron para diferentes velocidades de aplicación de carga. La curva identificada como *Lento* se obtuvo de los ensayos donde se aplicó la carga a una velocidad de 600 Kg. /cm²/min. La curva identificada como *Rápido* corresponde al ensaye en que se aplicó la carga con una velocidad de 12000 Kg./cm²/min. La velocidad de aplicación de la carga para los ensayos a tensión de las probetas del edificio EM1 fue de 12000 Kg./cm²/min. Estos ensayos se realizaron para conocer el efecto de la velocidad de carga en la respuesta del material En estas figuras se presentan los valores para el esfuerzo de fluencia, f_y , y esfuerzo máximo, f_{su} . También se presentan los valores para la deformación de fluencia, ϵ_y , y deformación última, ϵ_u . El tipo de sección empleado para las vigas y columnas fue perfil tubular 6.4cmx6.4cmx0.48cm, con un esfuerzo de fluencia nominal, f_y , igual a 3500 Kg. /cm². El material de las conexiones fue de acero denominado *Cold Rolled*.



a) Curva esfuerzo deformación para *fusibles* del edificio EM1

Figura 5.3. Propiedades mecánicas para el acero de los *fusibles*



b) Curva esfuerzo deformación para *fusibles* del edificio EM2

Figura 5.3. Propiedades mecánicas para el acero de los *fusibles*

5.2. MODELO PARA ANÁLISIS NO LINEAL

5.2.1. Descripción del modelo analítico

La evaluación de la respuesta analítica en los especímenes se realizó empleando el programa de cómputo para análisis dinámico no lineal en dos dimensiones *Ruuumoko* (Carr, 1998). Dada la simetría del edificio, el análisis bidimensional se escogió en vez del tridimensional dado que la respuesta del marco transversal así como el comportamiento fuera del plano de los elementos se consideró despreciable.

La estructura se representó como un solo marco bidimensional, aprovechando la simetría del espécimen, resultando 68 nudos con tres grados de libertad y 27 elementos trabajando a flexión. La figura 5.4 muestra la representación gráfica para el modelo utilizado en el programa de cómputo. Los nudos de la base se consideraron fijos para representar el empotramiento de la base. Los nudos de un mismo nivel horizontal se ligaron a un nudo maestro y de esta manera obtener un solo grado de libertad por nivel para el desplazamiento horizontal.

Los 12 *fusibles* se modelaron mediante elementos de 4 nudos, los cuales tienen la particularidad de generar una liga rígida en los extremos la cual representa el bloque macizo que fija la placa del fusible y los nudos internos representan la reducción de la placa en donde se concentrarán las acciones inelásticas. Las 10 columnas se modelaron con el elemento de 4 nudos y las ligas rígidas representan los bloques de acero en los extremos en donde se une cada nivel. Las 5 vigas se representaron con elementos de 2 nudos, dado que los bloques en los extremos que sirven para fijar a la placa de los *fusibles* ya se tienen considerados, figura 5.4.

El tipo de elemento seleccionado para las vigas y columnas fue el denominado *FRAME* (Carr 1998), el cual debe permanecer elástico. La sección transversal de este tipo de elementos es rectangular hueca, de 64.8x64.8x4.5 mm. Las deformaciones por cortante se consideraron despreciables por lo cual en el programa el valor de área efectiva de corte fue igual a cero, dado que al evaluar las propiedades de rigidez y resistencia (que se describen posteriormente) se encontró que estas deformaciones son muy pequeñas respecto a las de flexión. Para los *fusibles* se utilizó el tipo de elemento *SPRING* (Carr, 1998) dado que representa apropiadamente dicho elemento pues el *fusible* fue diseñado para que forme una articulación plástica en la totalidad de la longitud, en vez de los extremos como lo modela un elemento tipo *FRAME* (Kao, 1998). Las propiedades de rigidez de estos elementos se describen a continuación.

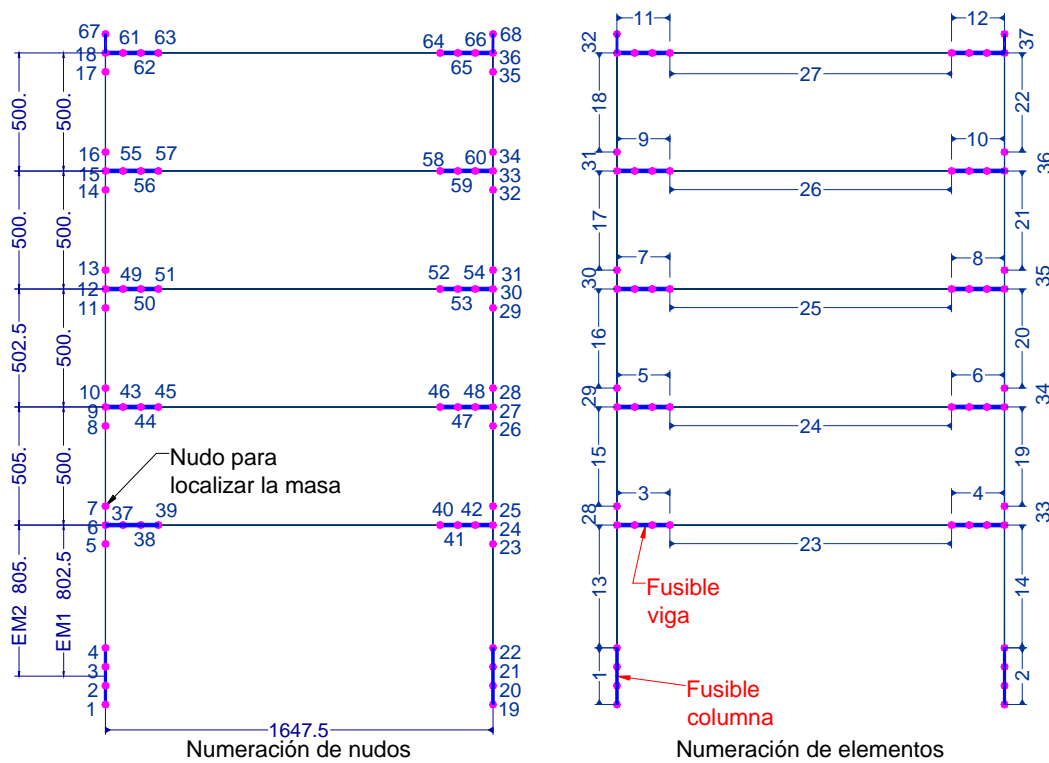
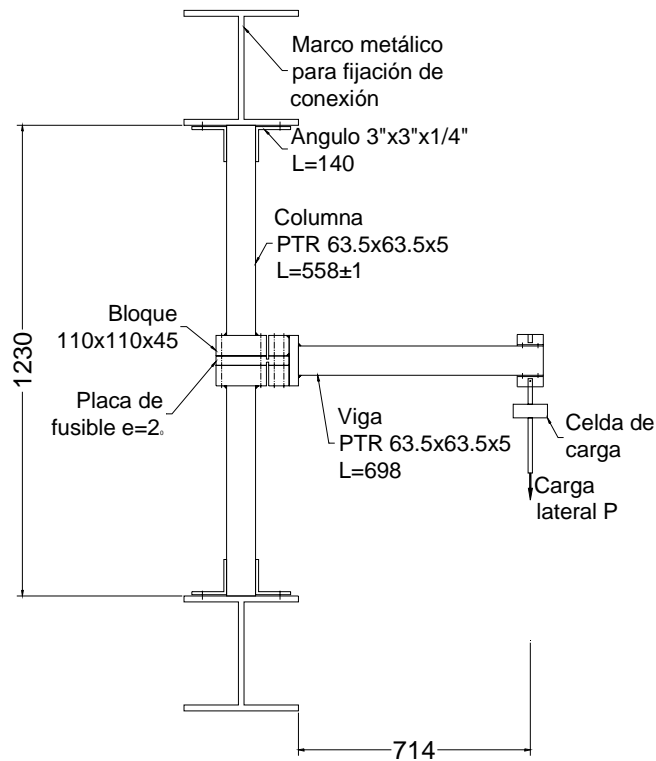


Figura 5.4. Modelo estructural para el análisis no lineal

5.2.2. Descripción de las propiedades de rigidez y resistencia para los fusibles

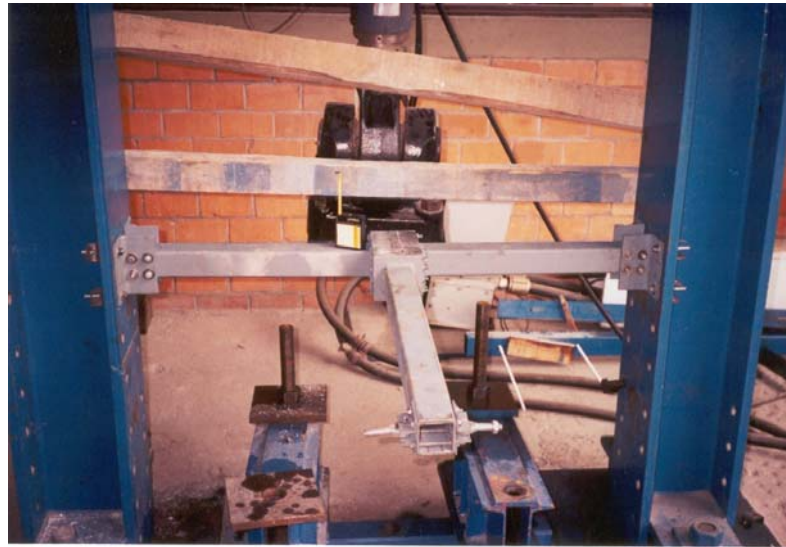
La rigidez del tipo del elemento *SPRING* en la dirección axial del fusible se supuso infinita, por lo cual no se presentarán deformaciones axiales. La rigidez transversal a cortante se supuso igual a $G \cdot A / L$ donde G es el módulo de rigidez a corte, A el área transversal del fusible y L es la longitud del elemento. La rigidez rotacional del fusible se consideró igual a $E \cdot I / L$ donde E es el módulo elástico e I

es el momento de inercia. Para determinar la rigidez efectiva se realizaron ensayos quasi-estáticos en conexiones viga-columna y columna-cimentación ante cargas cíclicas reversibles, llevando a los *fusibles* hasta la falla. Con estos ensayos se obtuvieron curvas momento-rotación dado que las conexiones presentan una gran flexibilidad debido a la penetración de las deformaciones por flexión de la zona donde se reduce la placa (figura 5.1d) hacia la zona de los nudos (Kao, 1998). La figura 5.5a muestra detalles de la estructura utilizada para realizar estos ensayos y la figura 5.5b muestra el ensayos de uno de los *fusibles*. El espécimen se fijó a un marco metálico rígido mediante una conexión que restringe únicamente los desplazamientos y el extremo libre de la viga se fijó a un gato hidráulico con una celda de carga con capacidad de tomar lecturas positivas y negativas. Este espécimen se instrumentó con un medidor de desplazamiento en el extremo de la viga y dos medidores de desplazamiento en la zona del nudo lo que permitió calcular las rotaciones experimentales.



a) Detalles de subestructura. Conexión viga-columna

Figura 5.5. Detalles de ensayos en subestructura



b). Ensaye de subestructura

Figura 5.5. Detalles de ensayos en subestructura

Las ecuaciones 5.1 a la 5.8 permitieron evaluar las propiedades de rigidez y resistencia de los elementos *fusibles*, necesarias para describir la regla de histéresis de degradación de rigidez y resistencia Dodd-Restrepo (Dodd y Restrepo, 1995) (Carr, 1998), que se utiliza en el programa cómputo. Las ecuaciones 5.1 y 5.2 calculan los valores de los parámetros del módulo de sección elástico, S , y plástico, Z , respectivamente para una sección rectangular. El valor del momento M_p , cuando se plastifica completamente la sección se evalúa con la ecuación 5.3 y el momento máximo que resiste la sección, M_u , se calcula con la ecuación 5.4. Estas ecuaciones requieren los parámetros b y e que corresponden a las dimensiones de la sección transversal, ancho y espesor del fusible respectivamente. La rigidez efectiva a flexión, K_θ , evaluada a partir de la inercia efectiva de la sección, I_{ef} , obtenida en los ensayos quasi-estáticos se calcula con la ecuación 5.5. Además, se evaluó la rotación de fluencia, θ_f , la rotación al inicio del endurecimiento por deformación, θ_{sh} , y la rotación última, θ_u , con las ecuaciones 5.6 a la 5.8. En estas ecuaciones se emplearon los valores para el módulo elástico, E , y la longitud L fueron iguales a 2×10^6 Kg./cm² y 5 mm respectivamente. El valor para el esfuerzo de fluencia fue igual 2910 Kg./cm² para el edificio *EM1* y de 3060 Kg./cm² para el edificio *EM2*, obtenidos de los ensayos con aplicación de carga rápida. Las tablas 5.1 y 5.2 muestran los valores de los parámetros calculados para los edificios *EM1* y *EM2*, respectivamente.

$$S = \frac{b \cdot e^2}{6} \quad \text{Ecuación 5. 1}$$

$$Z = 1.5 \cdot S \quad \text{Ecuación 5.2}$$

$$M_p = Z \cdot f_y \quad \text{Ecuación 5.3}$$

$$M_u = R_f \cdot M_p \quad \text{Ecuación 5.4}$$

$$K_\theta = \frac{E \cdot I_{ef}}{L} \quad \text{Ecuación 5.5}$$

$$\theta_y = \frac{M_p}{K_\theta} \quad \text{Ecuación 5.6}$$

$$\theta_{sh} = 1.16 \cdot \theta_y \quad \text{Ecuación 5.7}$$

$$\theta_u = \frac{2 \cdot \varepsilon_u \cdot L}{h} \quad \text{Ecuación 5.8}$$

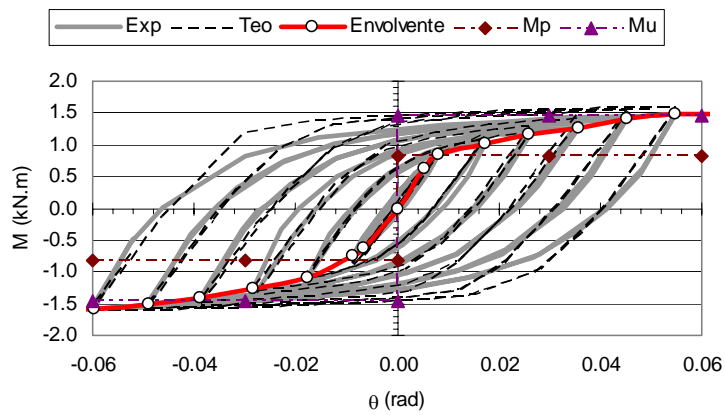
La figura 5.6 muestra la curva momento-rotación obtenida de los resultados experimentales en dos de los ensayos cuasi-estáticos para los *fusibles* de la base y los niveles 3 y 4 con espesor e iguales a 19 mm y 10 mm, respectivamente y se compara con la curva obtenida de los resultados empleando la regla de histéresis mencionada que utiliza como parámetros calculados con las ecuaciones anteriores. La curva experimental se identifica como *Exp* y la curva analítica se identifica como *Teo*; además, se indica la curva monotónica la cual corresponde a la envolvente de los ciclos experimentales. También se muestran las líneas que representan a los momentos calculados M_p y M_u . Esta gráfica muestra que existe un alto grado de similitud entre la curva experimental y la analítica identificadas. La figura 5.7 muestra los espesores de los *fusibles* obtenidos en el diseño de cada estructura con base en los requisitos del reglamento y la ubicación en la estructura.

Tabla 5.1. Propiedades de *fusibles* para el edificio EM1

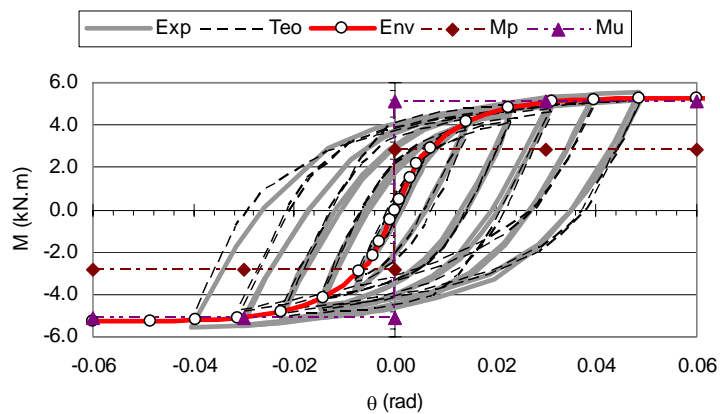
Fusible en nivel	e (mm)	K_θ (kN-m/rad)	θ_{sh} (rad)	θ_u (rad)	M_p (kN·m)	M_u (kN·m)
0	19.0	743.17	0.00460	0.09602	2.95	5.30
1,2	12.0	178.52	0.00739	0.14042	1.14	2.05
3,4	10.0	104.63	0.00884	0.16780	0.80	1.43
5	6.0	20.40	0.01524	0.28936	0.27	0.48

Tabla 5.2. Propiedades de *fusibles* para el edificio EM2

<i>Fusible en nivel</i>	<i>e (mm)</i>	K_{θ} (<i>kN-m/rad</i>)	θ_{sh} (<i>rad</i>)	θ_u (<i>rad</i>)	M_p (<i>kN·m</i>)	M_u (<i>kN·m</i>)
0	19.0	448.9	0.00738	0.09785	2.86	5.23
1,2	15.0	173.3	0.01193	0.12395	1.78	3.26
3,4	14.0	170.6	0.01055	0.13280	1.55	2.84
5	12.0	108.7	0.01217	0.15493	1.14	2.09



a) *Fusible con e=10mm*



b) *Fusible con e=19 mm*

Figura 5.6. Comparación de resultados experimentales y teóricos para ensayos pseudos-estáticos

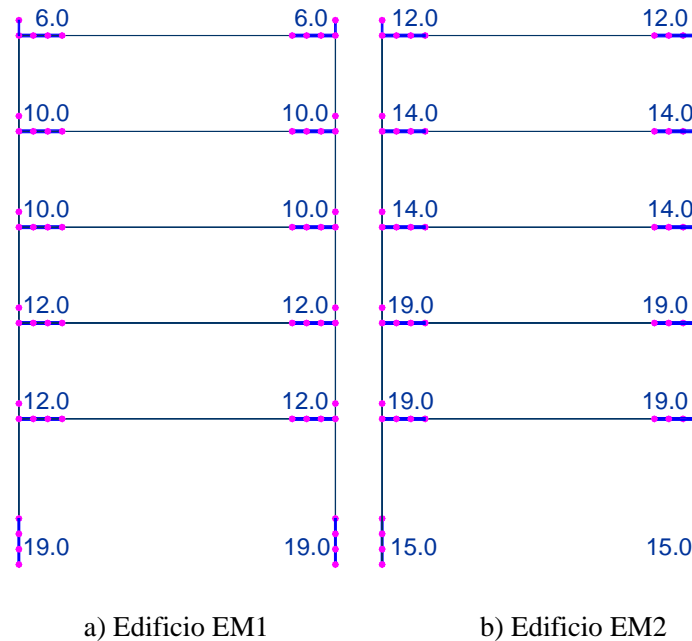
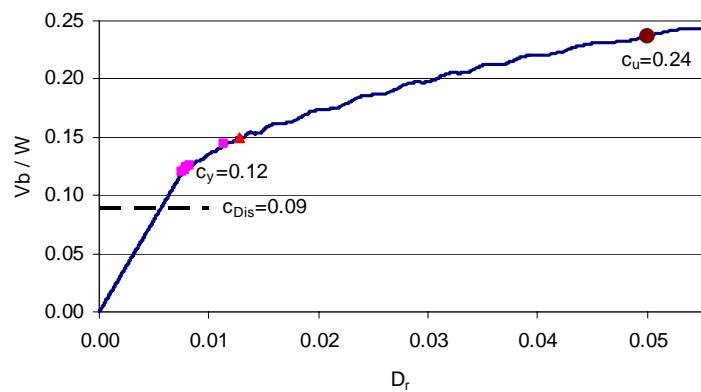


Figura 5.7. Espesores y posición de *fusibles* (dimensiones en mm)

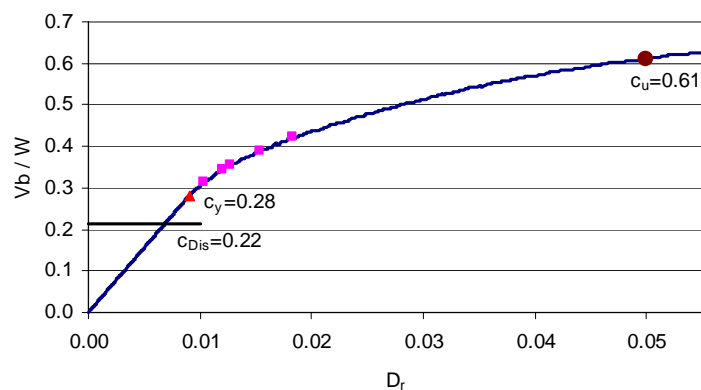
El programa *Ruaumoko* no considera las cargas aplicadas en los elementos como dato para evaluar las masas correspondientes para el cálculo de las propiedades dinámicas. Por este motivo se consideró la masa de cada nivel del edificio concentrada en un nudo maestro, con valores iguales a 1.00 ton para el marco del edificio EM1 y de 0.67 ton para el marco del edificio EM2. Para cálculos preliminares, los cuales posteriormente se efectúan de manera elaborada, se consideró una fracción de amortiguamiento crítico constante para todas las frecuencias e igual a 3.0%. La opción para tener en cuenta el efecto *P-Delta* se consideró en los análisis. Esta opción asume que las coordenadas de los nudos no cambian durante el análisis pero permite variar la rigidez lateral de las columnas debido a las cargas laterales (Carr, 1995). El método de aceleración constante de Newmark ($\beta = 0.25$) se utilizó para resolver la ecuación dinámica de equilibrio. De acuerdo con Bathe y Wilson (1976) el método de Newmark es preciso cuando el paso de integración es menor que $0.01T_p$, donde T_p es el periodo de vibración mas pequeño del sistema, el cual para los edificios en estudio EM1 y EM2 corresponden a valores iguales a 0.023 seg y 0.019 seg, respectivamente. El paso de integración utilizado en el programa *Ruaumoko* fue constante e igual a 0.0001 seg. Este valor se determinó con base en un procedimiento de ensaye y error en donde las aceleraciones absolutas y desplazamientos laterales relativos a la base de cada nivel se evaluaron para diferentes pasos de integración, disminuyendo este valor hasta lograr resultados que se consideraron similares para lograr la convergencia de las aceleraciones y desplazamientos.

5.3. RESISTENCIA DE LOS EDIFICIOS

Con el objeto de determinar la resistencia lateral en cada edificio se realizó un análisis estático no lineal con cargas incrementales con una distribución triangular, similar a la empleada en el diseño. La figura 5.8 muestra los resultados de este análisis para cada uno de los edificios, en función del coeficiente sísmico y de la distorsión global. En esta figura se muestran los valores para diferentes coeficientes sísmicos considerados importantes como son: el coeficiente sísmico de diseño, c_{Dis} , el coeficiente, c_y , que indica que alguno de los fusibles alcanzó el valor del momento plástico, M_p , y el valor del coeficiente sísmico, c_u , que corresponde al punto de colapso el cual se define cuando los edificios alcanzan el valor de D_r igual a 0.05. Este valor es una medida del daño esperado en una estructura.



a) Resistencia para el edificio EM1



b) Resistencia para el edificio EM2

Figura 5.8. Evaluación de la resistencia de los edificios con base en un análisis estático no lineal

5.3. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYES REALIZADOS EN LOS EDIFICIOS

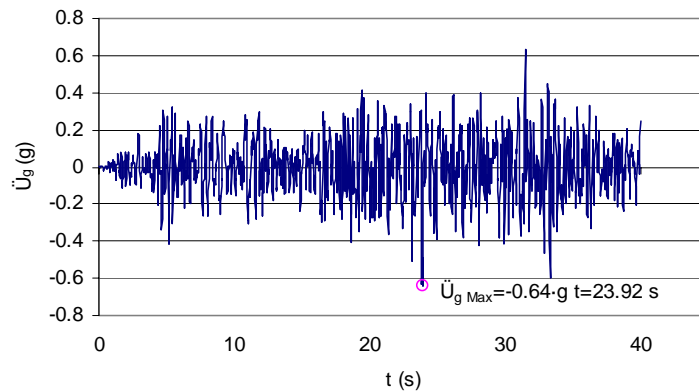
5.3.1. Ensaye de vibración ambiental y forzada

Estos ensayos se realizaron con el objeto de medir las frecuencias de vibración y la fracción de amortiguamiento crítico cuando la estructura se encuentra en el intervalo elástico, así como para verificar algunos parámetros en el modelo analítico elástico empleado. El ensaye de vibración forzada consistió en desplazar la estructura de su posición original, mediante la acción de una carga lateral cuyo efecto se libera de manera súbita. Esta carga lateral se aplicó en el quinto nivel del espécimen y correspondió a un valor de 50 Kg., valor asociado al 6% y 3% del cortante basal de diseño para los edificios *EM1* y *EM2*, respectivamente.

5.3.2. Ensayes ante sismos

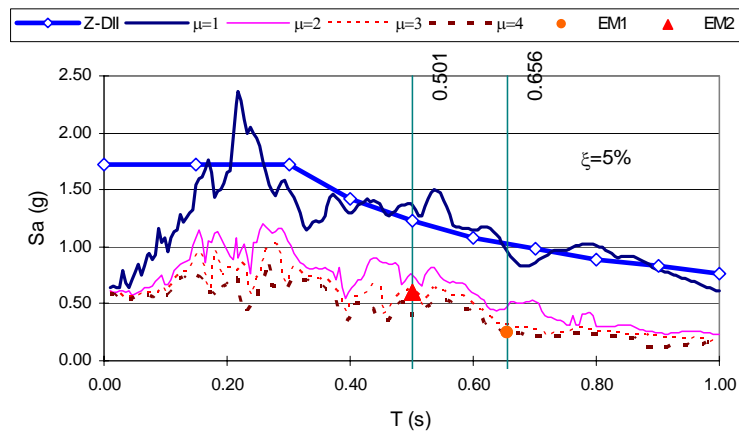
5.3.2.1. Selección del sismo para los ensayos

Para realizar los ensayos se seleccionó un sismo que tuviera el espectro de respuesta con características semejantes al espectro de diseño para la zona *DII*, NTCDS-EG (1993), de las costas de Acapulco, Guerrero, además que fuera de poca duración, dominante en periodos cortos y que además fuera posible de emplear considerando las limitaciones de desplazamiento de la mesa vibradora. Debido a que en México no se cuenta con un registro de aceleraciones que presentara las características anteriores, se seleccionó el sismo registrado en la estación Lolleo el 3 de marzo de 1985 en Chile. La figura 5.9a muestra el acelerograma de este sismo, así como el valor para la aceleración máxima registrada, $\ddot{U}_{g\ Max}$, en el tiempo t . La figura 5.9b compara el espectro de diseño especificado en la normativa e identificado como *Z-DII* aumentado por un factor de sobrerresistencia igual a 2 y el espectro de respuesta elástico para el sismo seleccionado. Además esta figura muestra diferentes espectros de respuesta para el acelerograma mencionado y calculados para diferentes ductilidades de desplazamiento, μ , con una fracción de amortiguamientos crítico igual a 5%. En esta figura se ubican los dos edificios en estudio relacionándolos con el periodo fundamental del primer modo, obtenido del modelo analítico y el coeficiente sísmico definido como colapso, c_u , figura 5.8. La figura 5.9b muestra dos puntos marcados como círculo y triángulo los cuales representan a los edificios *EM1* y *EM2*, respectivamente. Como se muestra, estos puntos están cerca de las curvas de los espectros con ductilidades, μ , iguales a 3 y 4, por lo cual es de esperarse un comportamiento inelástico importante en las estructuras durante los ensayos.



a) Acelerograma

Figura 5.9. Características de la señal y espectros de respuesta



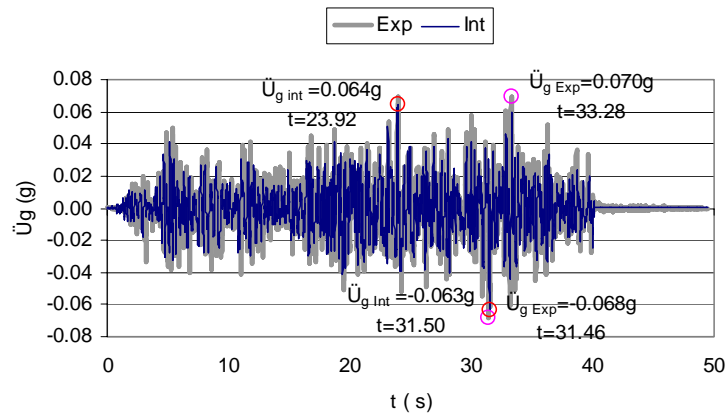
b) Espectros de respuesta

Figura 5.9. Características de la señal y espectros de respuesta (continuación)

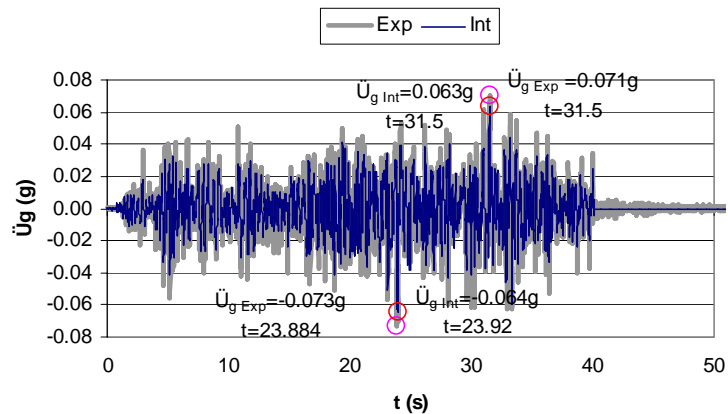
5.3.2.2. Ensaye en mesa vibradora con sismo de intensidad baja

Este ensaye tiene la característica de ser no destructivo y se realizó con tres objetivos principales. El primero fue verificar las propiedades dinámicas de las estructuras obtenidas en los ensayes de vibración ambiental y forzada, ya que por ser estos ensayes de muy baja intensidad, es posible que las señales en los aparatos de medición se distorsionen. El segundo objetivo fue comprobar que los acelerómetros y transductores de desplazamiento funcionaran adecuadamente. El tercer objetivo fue obtener mediciones de la respuesta elástica de la estructura con el fin de posteriormente relacionar esta respuesta con la inelástica. Para lograr estos objetivos, el registro mostrado en la figura 5.9a se afectó por un factor de 0.1. La figura 5.10 compara para cada edificio las aceleraciones de la señal mencionada con las aceleraciones medidas en la base de la mesa vibradora durante los ensayes. En estos ensayes la velocidad de muestreo correspondió a 300 y 250 muestras por segundo para los

edificios *EM1* y *EM2*, respectivamente. En esta figura también se muestran los valores máximos para cada señal. Las figuras 5.11a y 5.11b muestran para cada edificio la función de transferencia de la señal objetivo (es decir la señal digital con que se alimenta a la mesa vibradora), que corresponde al 10% del sismo de Lollole (figura 5.9a) respecto a la aceleración registrada en la base de la estructura durante el ensaye. Las figuras muestran que el ruido de la mesa afecta a frecuencias mayores que 15.0 Hz, por lo cual es factible que los tres primeros modos de vibración no se distorsionen, ya que las frecuencias teóricas para el tercer modo fueron iguales a 12.5Hz y 15.0Hz para los edificios EM1 y EM2, respectivamente. Las figuras 5.11c y 5.11d muestran los espectros de respuesta elásticos para la señal objetivo identificada como *Int* y el espectro de respuesta para la señal medida identificada como *Exp*. También se muestra el valor para el coeficiente sísmico obtenido del análisis estático no lineal cuando se presenta la primera articulación, c_y , figura 5.7. Como estos puntos se ubican por encima del espectro elástico, se concluye que la respuesta de las estructuras para este sismo de baja intensidad es elástica.

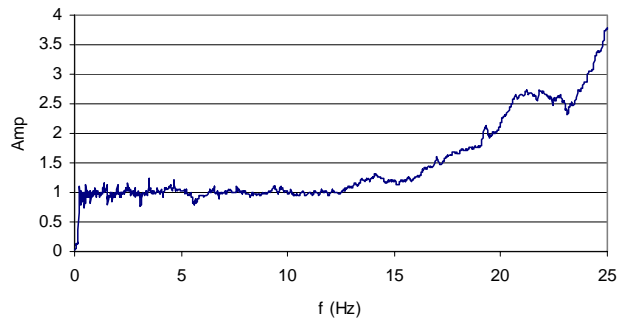


a) Edificio EM1

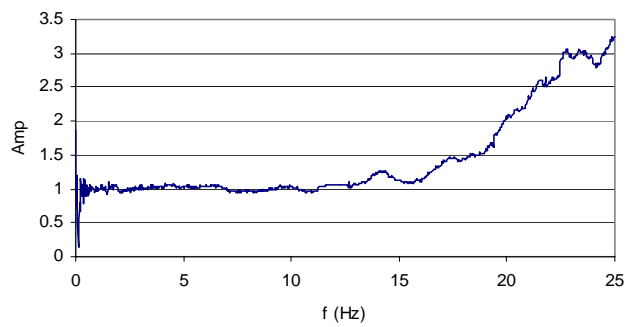


b) Edificio EM2

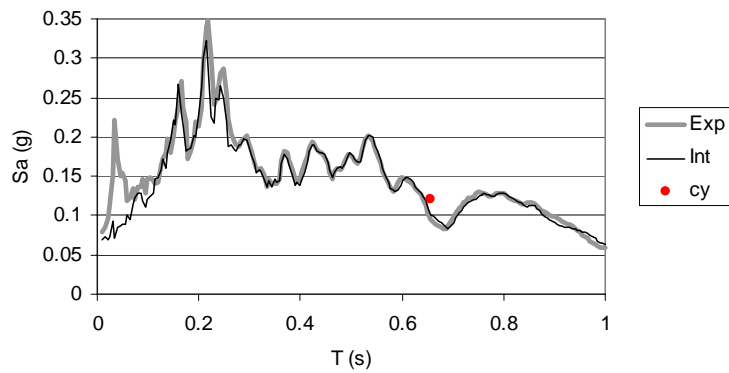
Figura 5.10. Acelerogramas de la señal objetivo y de la señal medida en la mesa vibradora durante el ensaye de intensidad baja



a) Edificio EM1

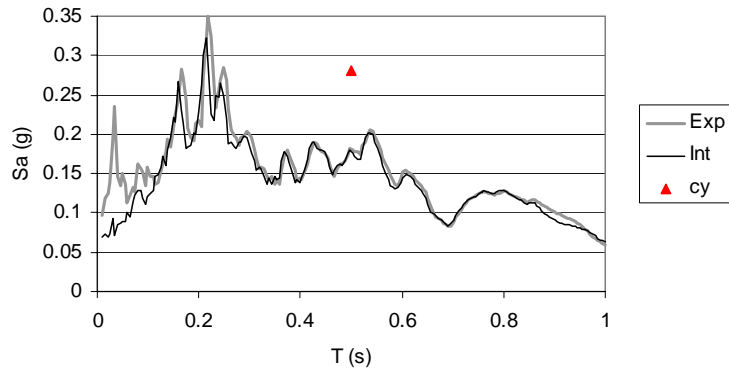


b) Edificio EM2



c) Edificio EM1

Figura 5.11. Funciones de transferencia y espectros de respuesta elásticos para la señal objetivo y la señal medida en la mesa vibradora durante el ensaye de intensidad baja

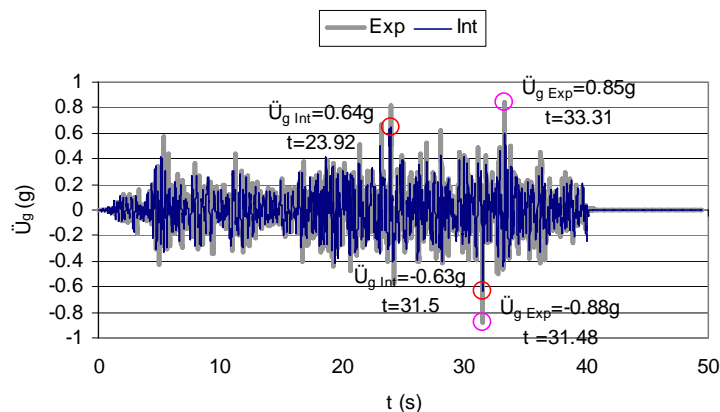


d) Edificio EM2

Figura 5.11. Funciones de transferencia y espectros de respuesta elásticos para la señal objetivo y la señal medida en la mesa vibradora durante el ensaye de intensidad baja (continuación)

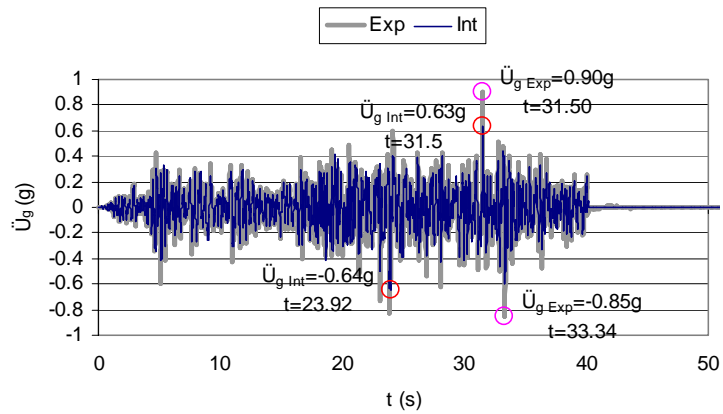
5.3.2.3. Ensaye en mesa vibradora con sismo de intensidad alta

Este es el último ensaye realizado en las estructuras con el que se estudia el comportamiento inelástico. La figura 5.12 compara para cada edificio las aceleraciones de la señal objetivo con las aceleraciones medidas en la base de la mesa vibradora durante los ensayes y muestra los valores máximos de registro. Las figuras 5.13a y 5.13b muestran la función de transferencia de las aceleraciones medidas en la mesa vibradora respecto a la señal objetivo. Como se muestra en estas figuras el ruido de la mesa afecta principalmente las frecuencias mayores que 15 Hz. Las figuras 5.13c y 5.13d compara los espectros de respuesta elásticos para cada uno de los edificios. La línea identificada como *Int* corresponde al espectro de la señal objetivo y la identificada como *Exp* corresponde al espectro de las aceleraciones medidas en el ensaye, esta comparación de los espectros de respuesta resulta aceptable en el intervalo de frecuencias menores que 15 Hz.

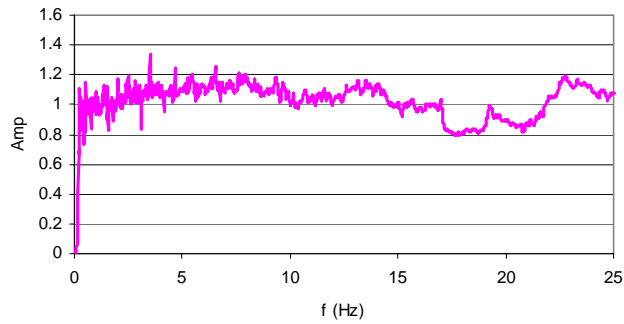


a) Edificio EM1

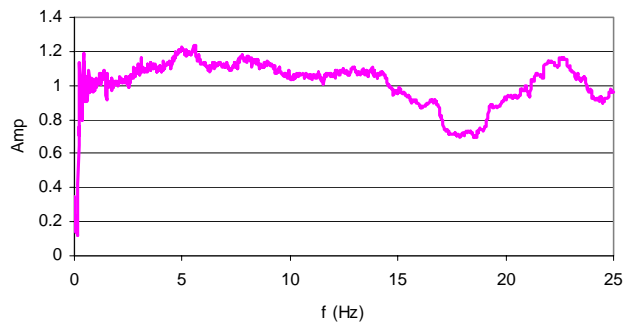
Figura 5.12. Acelerogramas de la señal objetivo y de la señal medida en la mesa vibradora durante el ensaye de intensidad alta



b) Edificio EM2

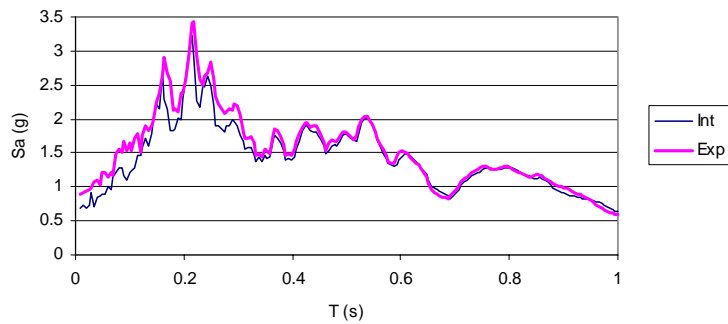


a) Edificio EM1

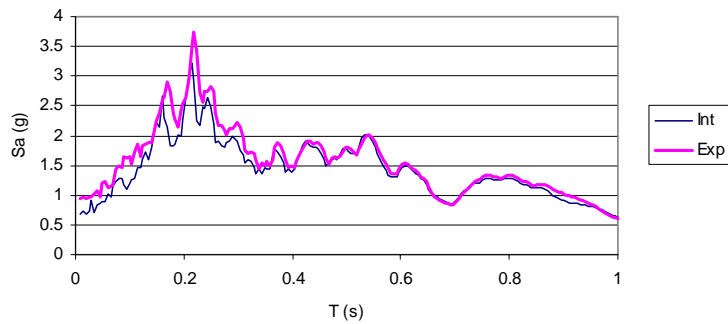


b) Edificio EM2

Figura 5.13. Funciones de transferencia y espectros de respuesta elásticos para la señal objetivo y la señal medida en la mesa vibradora durante el ensaye de intensidad alta



c) Edificio EM1



d) Espectros de respuesta

Figura 5.13. Funciones de transferencia y espectros de respuesta elásticos para la señal objetivo y la señal medida en la mesa vibradora durante el ensaye de intensidad alta (continuación)

5.4. INSTRUMENTACIÓN DE LOS EDIFICIOS

La figura 5.14 muestra la planta típica donde se indica la posición de los cuatro acelerómetros en los diferentes niveles del edificio. En el nivel 5 se instalaron cuatro acelerómetros, dos de ellos (identificados como *A* y *B*) registran las señales en dirección Norte-Sur (N-S) y dos (identificados como *C* y *D*) en la dirección Este-Oeste (E-W). En los niveles 1 al 4 solo se instalaron los acelerómetros identificados como *A*, *B* y *C*. Estas figuras muestran la ubicación de los medidores de desplazamientos lateral de los edificios. Se emplearon 10 medidores de desplazamiento lateral, dos por cada nivel, ubicados en una estructura rígida de referencia (figura 5.14) con lo cual se obtuvieron desplazamientos de los edificios relativos a la base. También se ubicaron cinco medidores de desplazamiento fuera de la mesa (parte inferior en la figura 5.14) con lo cual se registraron los desplazamientos totales de los edificios.

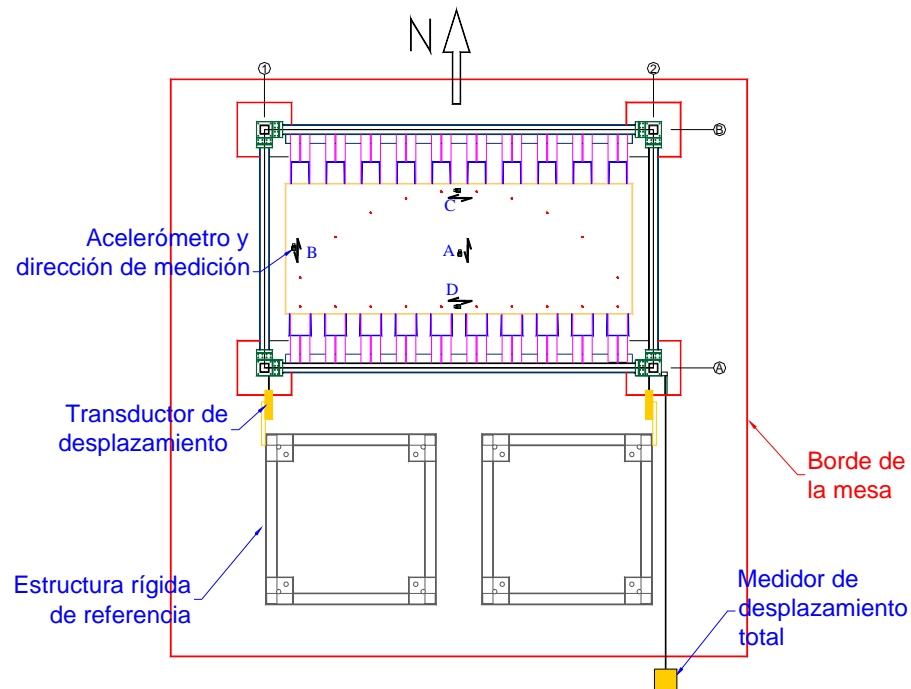


Figura 5.14. Planta del espécimen en la mesa vibradora con la instrumentación

La figura 5.15 muestra una elevación lateral con la instrumentación del edificio EM1. Esta instrumentación permitió la medición de los desplazamientos laterales del edificio, así como la medición de las rotaciones en los *fusibles*. Las dimensiones mostradas fueron medidas en los edificios antes de efectuar los ensayos, para realizar cálculos posteriores. Aunque la figura corresponde al edificio *EM1*, se debe mencionar que el edificio *EM2* se instrumentó de manera semejante e igualmente se localizó la instrumentación y midió los espesores de fusibles.

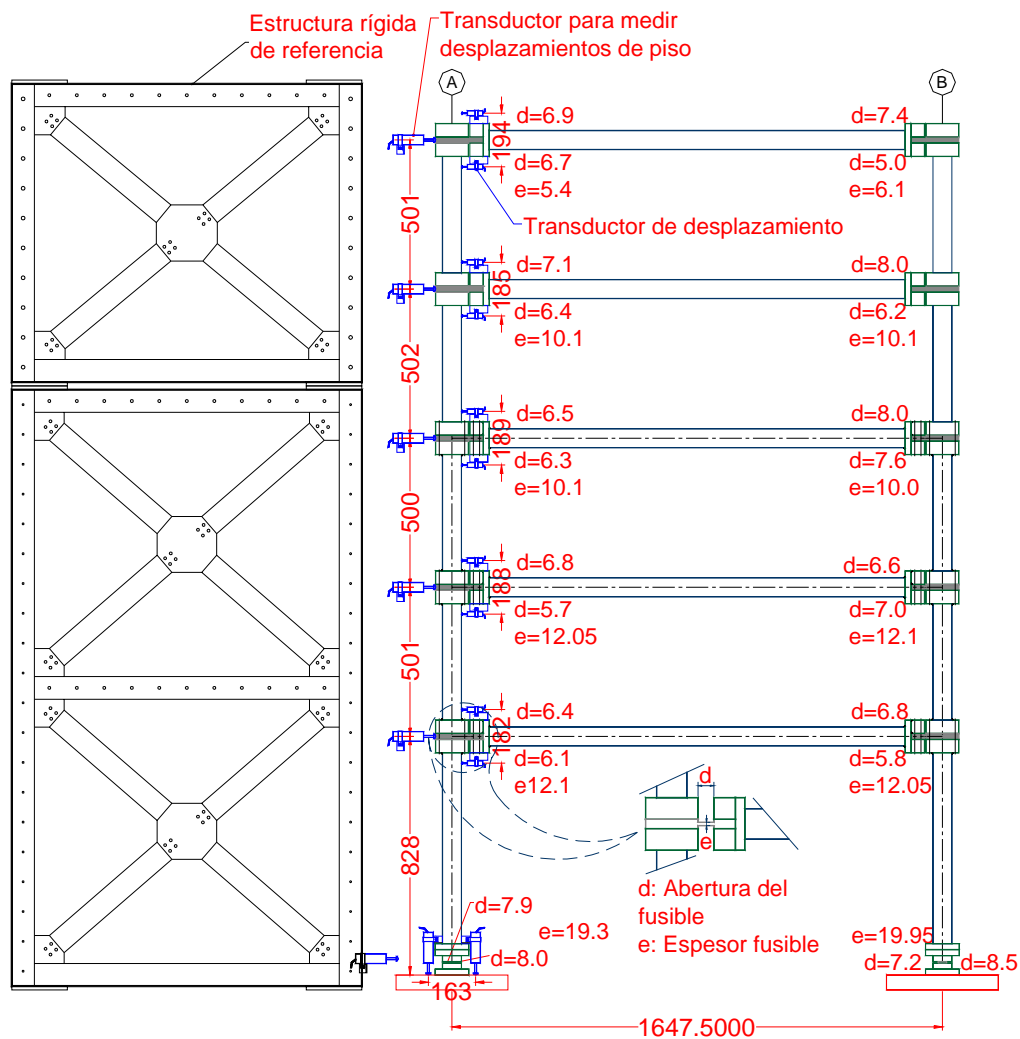


Figura 5.15. Instrumentación del edificio EM1 para la medición de desplazamientos

5.5. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYES A LOS ESPECIMENES

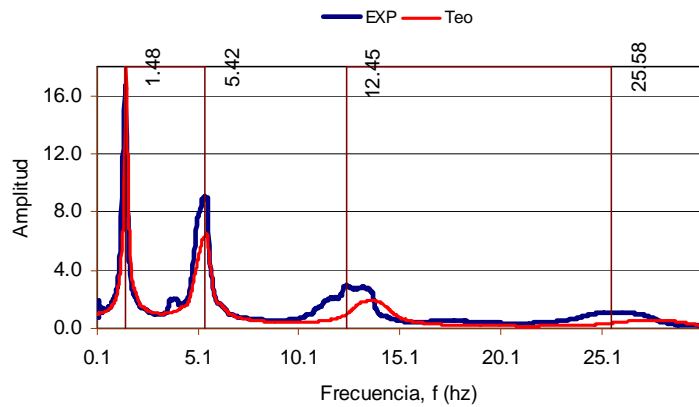
En lo que sigue se describen resultados que se consideran relevantes y que fueron obtenidos en los ensayos realizados a los edificios. Estos resultados se comparan con los resultados obtenidos de los análisis teóricos empleando el modelo descrito en la sección 5.2.

5.5.1. Sismo de intensidad baja

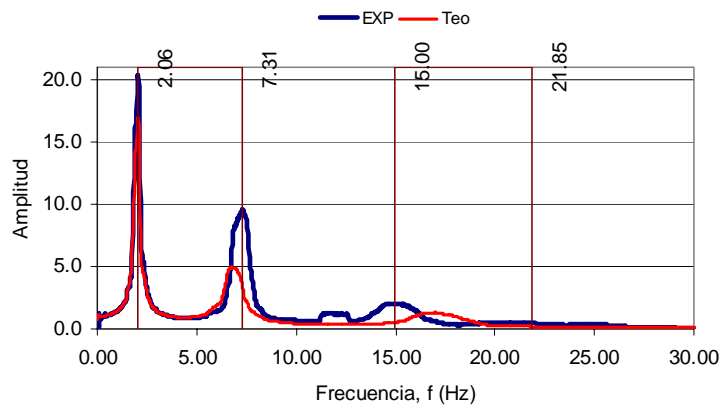
5.5.1.1. Identificación de propiedades dinámicas

Como se comentó anteriormente este ensayo sirve principalmente para conocer las propiedades dinámicas de la estructura. En una primera etapa se identificaron los periodos fundamentales de vibración calculando las funciones de transferencia de las aceleraciones en el último nivel respecto a

las aceleraciones en la base utilizando el programa de computo *Series* (Jaramillo, 2000). La figura 5.16 compara las funciones de transferencia de los resultados experimentales con las funciones de transferencia de los resultados analíticos, que corresponden a las líneas identificadas como *EXP* y *Teo*, respectivamente. Las tablas 5.3 y 5.4 muestran el resumen de los valores obtenidos para los periodos, T , y frecuencias, f , calculados con los datos experimentales para el sismo de baja intensidad y los datos calculados con el modelo teórico para cada uno de los edificios. Como muestran las figuras, la comparación resulta aceptable.



a) Edificio EM1



b) Edificio EM2

Figura 5.16. Comparación de funciones de transferencia experimental y calculada para las aceleraciones del último nivel respecto a la base

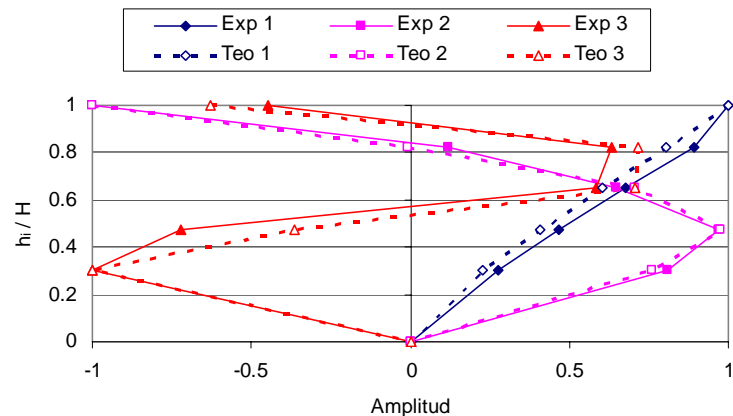
Tabla 5.3. Frecuencias y periodos de vibración para el sismo de baja intensidad edificio EM1

Modo	Experimental		Teórico	
	f (Hz)	T (s)	f (Hz)	T (s)
1	1.480	0.676	1.524	0.656
2	5.419	0.184	5.372	0.186
3	12.447	0.080	13.71	0.073
4	25.579	0.039	27.37	0.036
5	--	--	43.89	0.023

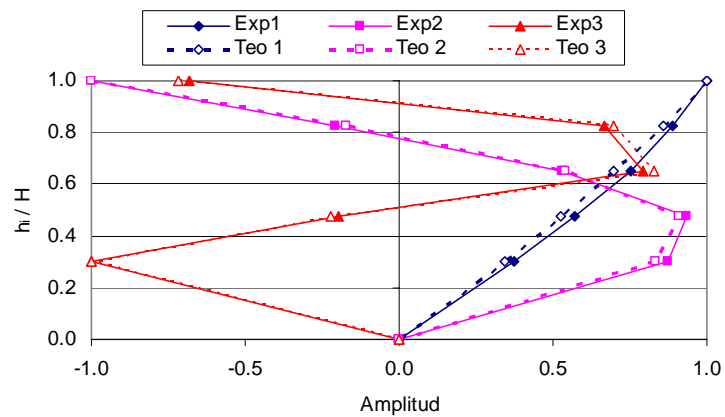
Tabla 5.4. Frecuencias y periodos de vibración para el sismo de baja intensidad edificio EM2

Modo	Experimental		Teórico	
	f (Hz)	T (s)	f (Hz)	T (s)
1	2.060	0.485	1.996	0.501
2	7.309	0.137	6.816	0.147
3	14.999	0.067	17.05	0.059
4	21.851	0.046	33.57	0.030
5	--	--	53.48	0.019

Para determinar las formas modales experimentales se calcularon las funciones de transferencia para las aceleraciones registradas en cada nivel respecto a la señal registrada en la base, y se utilizó el valor de la amplitud y la fase para determinar el signo en cada una de las frecuencias identificadas (Elgamal, 2005). Este procedimiento se realizó con ayuda del programa *Series* (Jaramillo, 2000). Los valores obtenidos se normalizaron respecto al máximo de cada modo. La figura 5.17 compara los resultados de los tres primeros modos teóricos, identificados como *Teo* con las respectivas formas modales experimentales, identificadas como *Exp*. Con el fin de eliminar dimensiones se emplea la altura relativa, la cual se define como el cociente entre la altura del piso desde la base, h_i , entre la altura del edificio, H . Esta comparación es aceptable por lo cual se considera que el modelo analítico empleado para representar las estructuras es correcto.



a) Edificio EM1



b) Edificio EM2

Figura 5.17. Comparación de las formas modales teóricas y experimentales

Identificación de las fracciones de amortiguamiento

Una de las dificultades para el desarrollo de los modelos analíticos en general es seleccionar las propiedades de las fracciones de amortiguamiento crítico, ξ , en estructuras. Comúnmente estos amortiguamientos se suponen del tipo viscoso a pesar que pueda ser no viscoso, por ejemplo fricción. Por simplicidad la matriz de amortiguamiento de una estructura usualmente se calcula como una combinación de la matriz de rigidez y de masa, procedimiento que lleva al conocido amortiguamiento de Rayleigh. Para este trabajo se emplea un procedimiento propuesto por Rodríguez et al, (2005) para determinar las fracciones de amortiguamiento crítico en los edificios ensayados, el cual se describe a continuación.

La ecuación diferencial de movimiento para un sistema de varios grados de libertad es:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{U}(t) = -\mathbf{M}\{1\}\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ecuación 5.9}$$

donde \mathbf{M} , \mathbf{C} y \mathbf{K} son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, $\mathbf{U}(t)$, $\dot{\mathbf{U}}(t)$ y $\ddot{\mathbf{U}}(t)$ son los vectores para los desplazamientos, velocidad y aceleraciones medidos respecto a la base de la estructura y $\ddot{u}_g(t)$ es la historia de aceleraciones en la base debidas al sismo.

La ecuación 5.10 corresponde al vector con las aceleraciones relativas calculadas a partir de las aceleraciones medidas en el ensaye, $\ddot{\mathbf{U}}^t(t)$.

$$\ddot{\mathbf{U}}^t(t) = \ddot{\mathbf{U}}(t) - \{1\}\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ecuación 5.10}$$

La ecuación modal para un sistema con amortiguamiento clásico es (Chopra, 2001):

$$\ddot{q}_i + 2\zeta_i\omega_i\dot{q}_i + \omega_i^2q_i = -\gamma_i\ddot{u}_g(t) \quad \text{Ecuación 5.11}$$

donde q_i es la i -ésima coordenada modal, y \dot{q}_i y \ddot{q}_i son la i -ésima velocidad modal y aceleración modal, respectivamente. El parámetro ζ_i es el amortiguamiento viscoso para el i -ésimo modo, y ω_i es la frecuencia natural correspondiente. El parámetro γ_i es el factor de participación para el i -ésimo modo.

La aceleración relativa en un edificio de N niveles, $\ddot{u}_j(t)$, es (Chopra, 2001):

$$\ddot{u}_j(t) = \sum_{i=1}^N \phi_{ji}\ddot{q}_i(t) \quad \text{Ecuación 5.12}$$

donde ϕ_{ji} es la ordenada modal para el modo i del nivel j .

De la ecuación 5.12 se obtiene que:

$$\ddot{\mathbf{U}}(t) = \boldsymbol{\phi}\ddot{\mathbf{q}}(t) \quad \text{Ecuación 5.13}$$

donde $\boldsymbol{\phi}$ es la matriz modal y $\ddot{\mathbf{q}}(t)$ es el vector de aceleraciones modales.

Las aceleraciones modales relativas experimentales para el modo i se calcularon empleando la ecuación 5.13 en donde el vector $\ddot{\mathbf{U}}(t)$ fue evaluado previamente empleando la ecuación 5.10 y las formas modales $\boldsymbol{\phi}$ calculadas de los modelos numéricos. Estas aceleraciones modales calculadas con las aceleraciones experimentales, se identifican en este trabajo como, $\ddot{\mathbf{q}}_i^e(t)$, y se obtienen a partir de la ecuación 5.13 mediante:

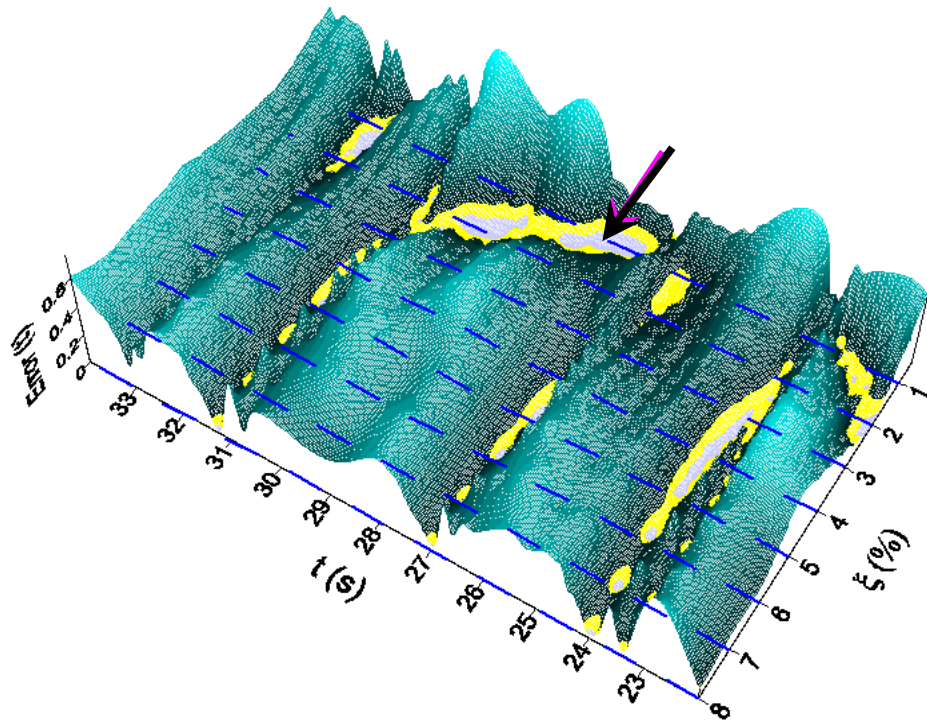
$$\ddot{\mathbf{q}}_i^e(t) = \boldsymbol{\phi}^{-1}\ddot{\mathbf{U}}(t) \quad \text{Ecuación 5.14}$$

Se llevó a cabo un estudio paramétrico donde la ecuación modal, ecuación 5.11, se resolvió para sistemas de un grado de libertad sometidos a una señal de entrada $\gamma_i \ddot{u}_g(t)$ y de esta forma obtener las aceleraciones modales analíticas, $\ddot{\mathbf{q}}_i^p(t)$ para cada uno de los modos, utilizando el programa *Ruaumoko* (Carr, 1998). La historia de aceleraciones, $\ddot{u}_g(t)$, empleada en estos análisis correspondió a la señal registrada en la base de los edificios durante los ensayos de intensidad baja. La diferencia entre estos valores se evaluó en términos del error de movimiento, $Error_i(t)$, para el modo i , con periodo T_i y para un intervalo de amortiguamiento, $\xi_{i,}$, de 0.5 a 10%. La expresión para el error se muestra a continuación:

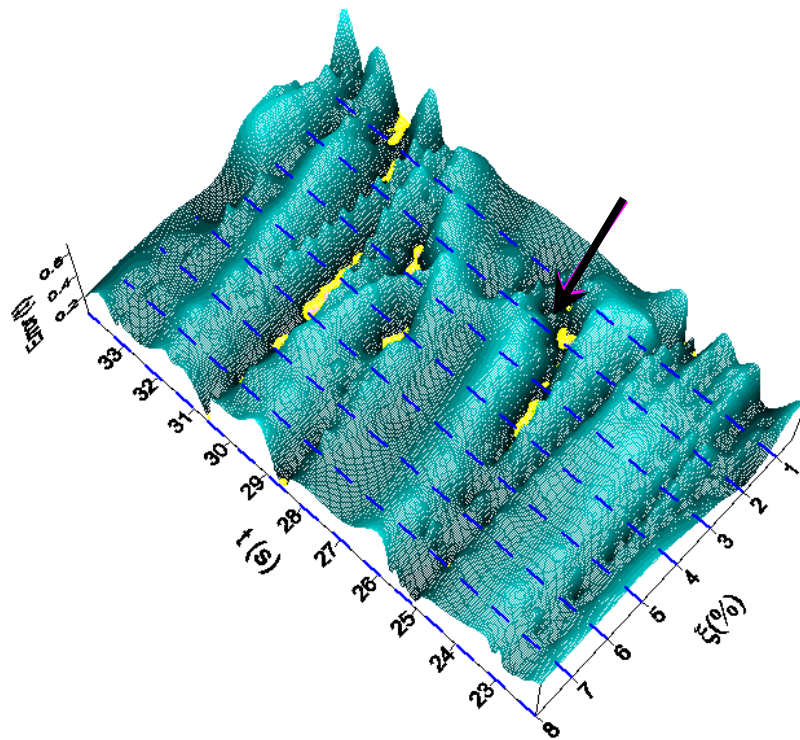
$$Error_i(t) = \left| \frac{\sqrt{\sum_{\tau=t-T_i}^{\tau=t+T_i} (\ddot{q}_i^p(t))^2}}{\sqrt{\sum_{\tau=t-T_i}^{\tau=t+T_i} (\ddot{q}_i^e(t))^2}} - 1 \right| \times 100 \quad \text{Ecuación 5.15}$$

La ecuación anterior es sólo válida para el intervalo $T_i \leq t \leq t_f - T_i$, donde t_f es la duración del movimiento. La figura 5.18 muestra la distribución de $Error_i(t)$ para los tres primeros modos del edificio EM1 mediante el empleo de curvas de nivel en una ventana de tiempo donde se presentaron las máximas aceleraciones (figura 5.10). Como muestran los resultados la fracción de amortiguamiento varía con el tiempo aun para un modo específico, por lo que la naturaleza del amortiguamiento es no viscoso como se asumió inicialmente; sin embargo se observa que para ciertos valores el parámetro del $Error_i(t)$ se minimiza. La figura 5.18 muestra que los menores valores para $Error_i(t)$ están cercanos a amortiguamientos de 1.5% para el modo 1, y 2.0% para los modo 2 y 3 que corresponden a las zonas claras, indicadas con la flecha, en las cuales el valor para $Error_i(t)$ es menor que 0.05. La figura 5.19 muestra la distribución del $Error_i(t)$ para la estructura EM2 y muestra que los valores mínimos (zonas marcadas con color oscuro) corresponden a valores de amortiguamiento de 2.0% para el modo 1, 2.5% para el modo 2 y 3.0% 3.

Con base en los resultados anteriores se escogieron las fracciones de amortiguamiento crítico para el modelo analítico como 1.5% para el modo 1, 2.0% para los modo 2 y 3 y de 2.5% para los modos restantes del edificio *EM1*. Para el edificio *EM2* se asignan los siguientes valores para las fracciones de amortiguamiento crítico 2.0% para el modo 1, 2.5% para el modo 2 y 3.0% para los modos restantes.

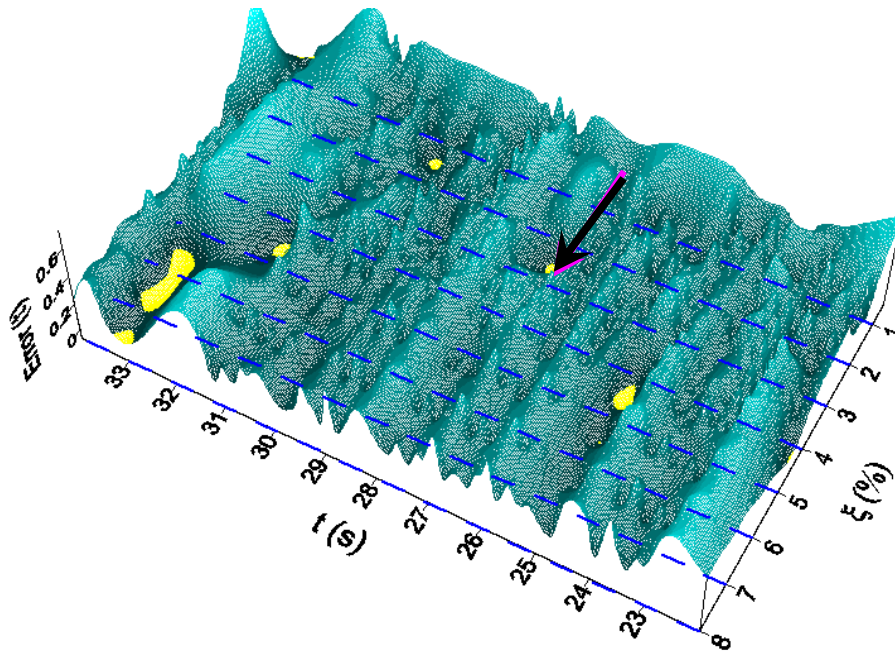


a) Modo 1



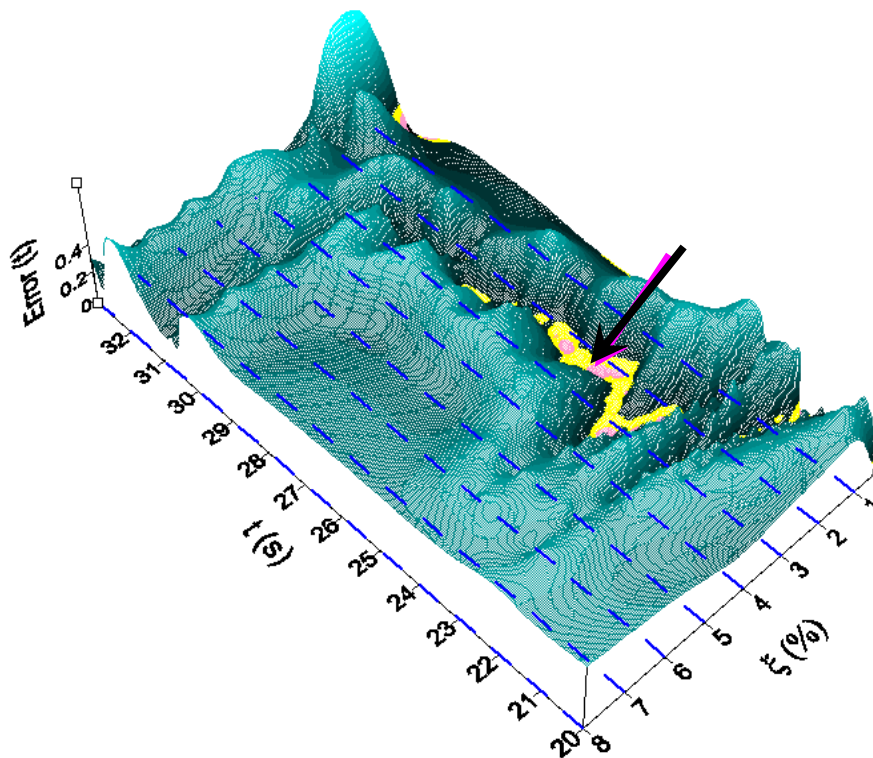
b) Modo 2

Figura 5.18. Parámetro $Error_i(t)$ para los tres primeros modos del edificio *EMI*



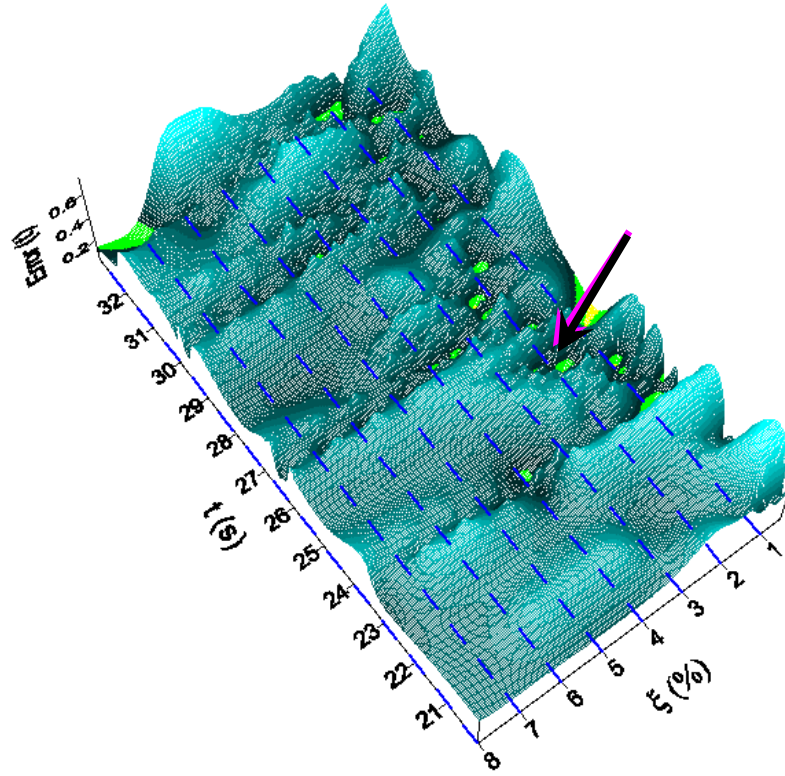
c) Modo 3

Figura 5.18. Parámetro $Error_i(t)$ para los tres primeros modos del edificio EMI (continuación)

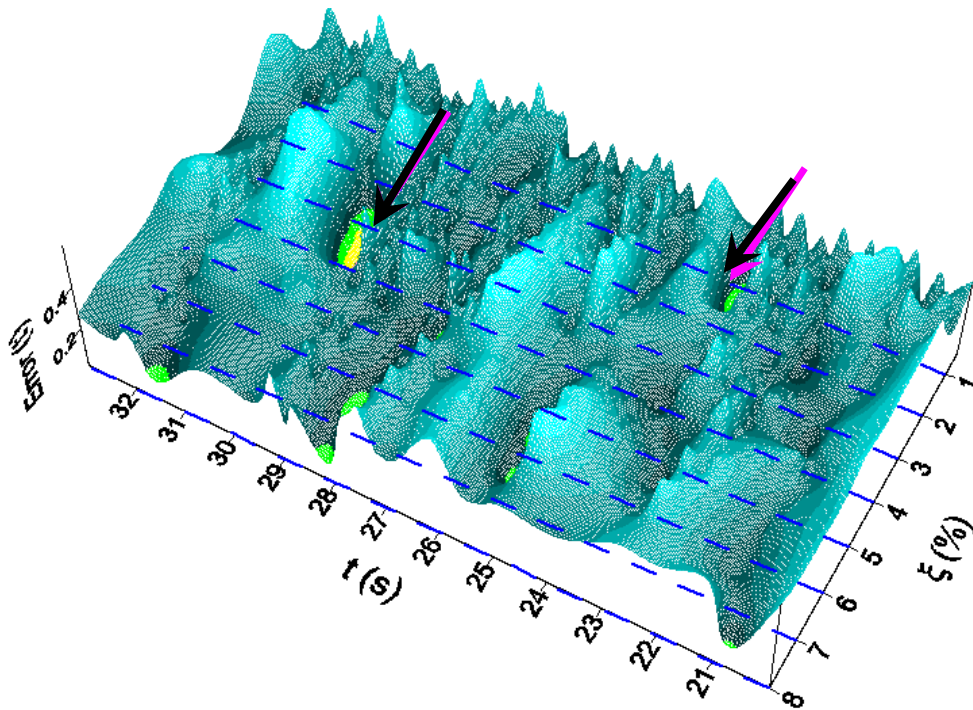


a) Modo 1

Figura 5.19. Parámetro $Error_i(t)$ para los tres primeros modos del edificio EM2



b) Modo 2

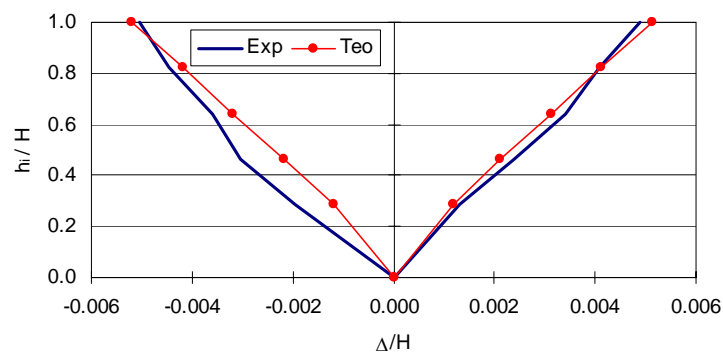


c) Modo 3

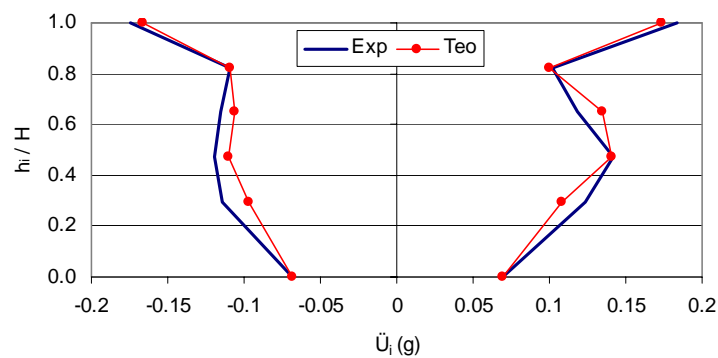
Figura 5.19. Parámetro $Error_i(t)$ para los tres primeros modos del edificio EM2 (continuación)

5.5.1.2. Comparación de resultados experimentales y el modelo analítico

Las figuras 5.20 y 5.21 comparan las envolventes experimentales y calculadas para los desplazamientos relativos a la base, Δ , y las aceleraciones absolutas, \ddot{U} , en los edificios *EM1* y *EM2*, respectivamente. La línea identificada como *EXP* corresponde a los resultados experimentales obtenidos de la instrumentación de los edificios, y la línea identificada como *TEO* corresponde a los resultados teóricos de los análisis tiempo-historia. Las figuras 5.22 y 5.23 muestran la historia de aceleraciones y desplazamientos en los niveles 1 y 5, en la fase intensa (donde se presentaron las aceleraciones máximas) de los movimientos para los edificios *EM1* y *EM2*, respectivamente. La comparación de resultados analíticos y experimentales para cada uno de los edificios estudiados muestra que estos resultados tienen una correlación aceptable. Las mayores diferencias ocurren para el caso de los desplazamientos del modelo *EM1*, figura 5.20a, para los niveles inferiores, debido a error en los aparatos de medición, en donde las lecturas registraron un ruido de altas de frecuencias, como se muestra en la figura 5.22a.

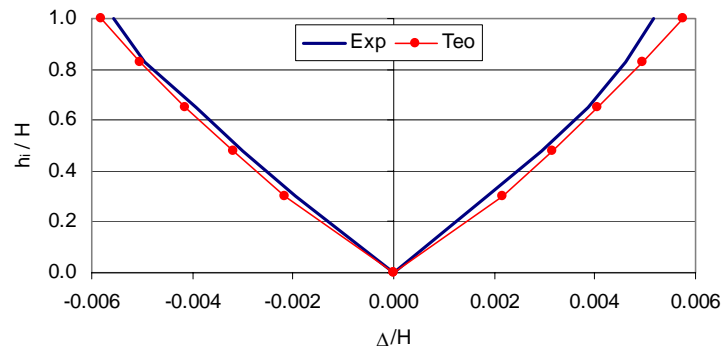


a) Desplazamientos

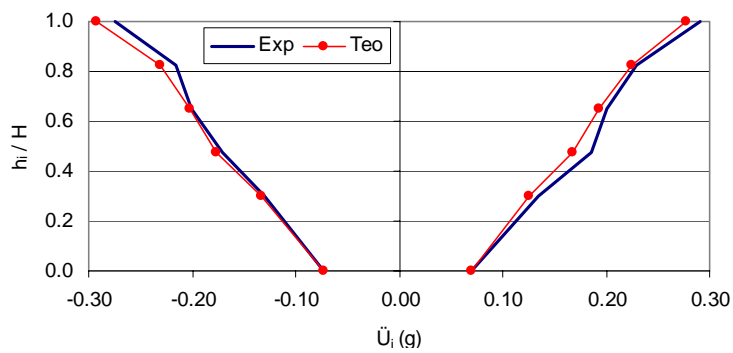


b) Aceleraciones

Figura 5.20. Comparación de envolventes de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas experimental y analítica para el edificio EM1 en el sismo de intensidad baja

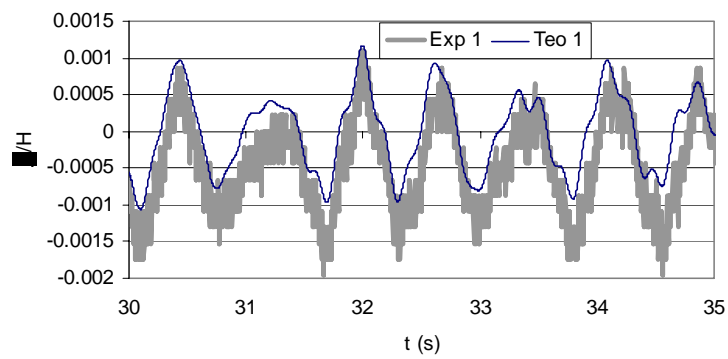


a) Desplazamientos



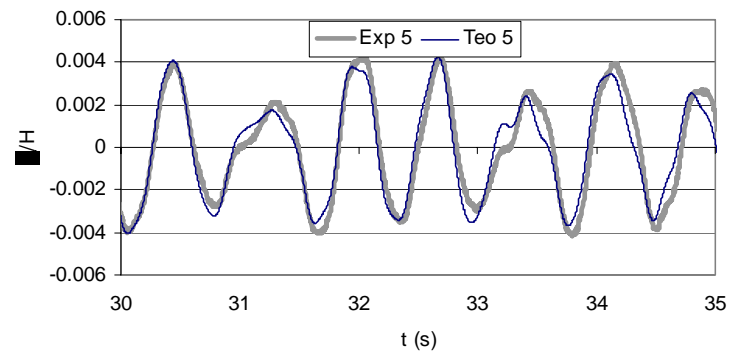
b) Aceleraciones

Figura 5.21. Comparación de envolventes de desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas experimental y analítica para el edificio EM2 en el sismo de intensidad baja

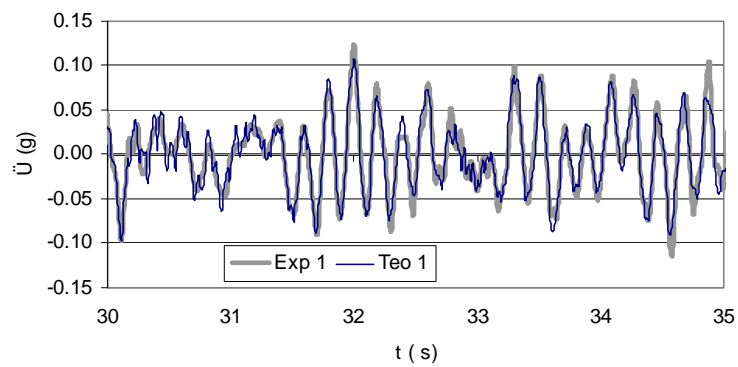


a) Historia de desplazamientos relativos ala base en el nivel 1

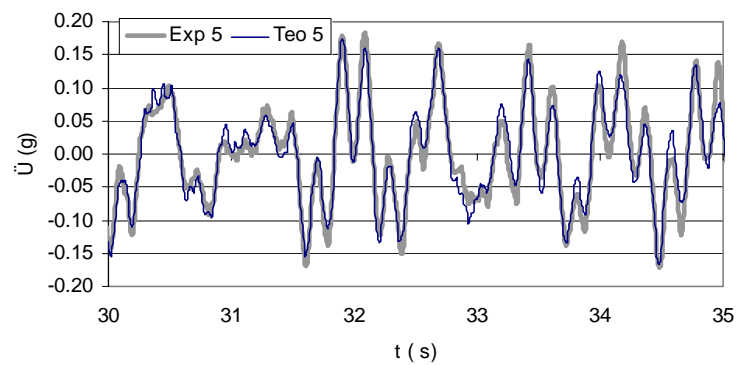
Figura 5.22. Respuesta para el edificio EM1 en la fase intensa del movimiento de intensidad baja



b) Historia de desplazamientos relativos a la base en el nivel 5

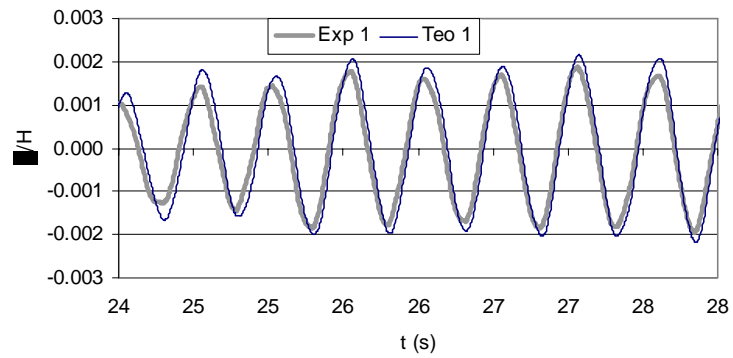


c) Historia de aceleraciones absolutas en el nivel 1

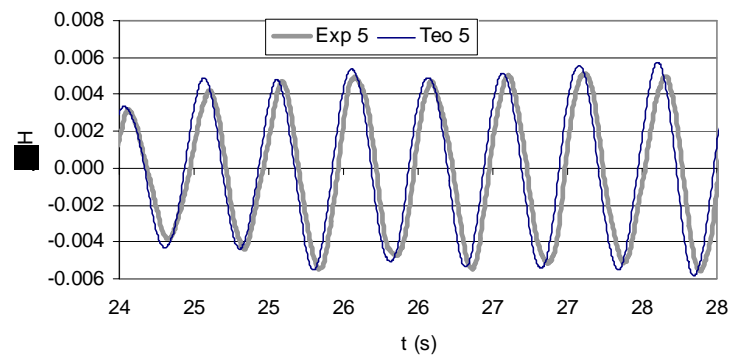


d) Historia de aceleraciones absolutas en el nivel 5

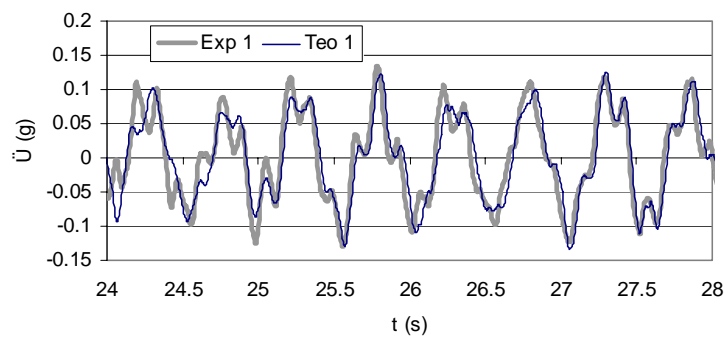
Figura 5.22. Respuesta para el edificio EM1 en la fase intensa del movimiento de intensidad baja
(continuación)



a) Historia de desplazamientos relativos a la base en el nivel 1

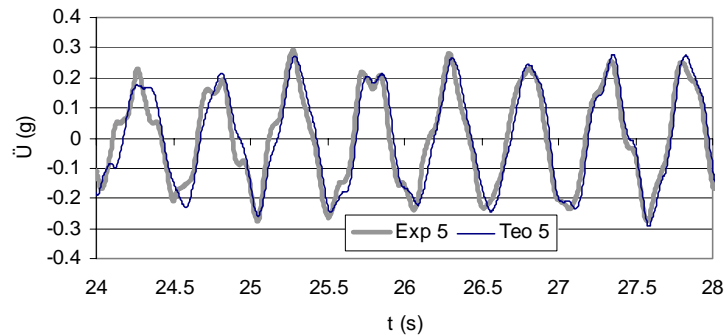


b) Historia de desplazamientos relativos a la base en el nivel 5



c) Historia de aceleraciones absolutas en el nivel 1

Figura 5.23. Respuesta para el edificio EM2 en la fase intensa del movimiento de intensidad baja

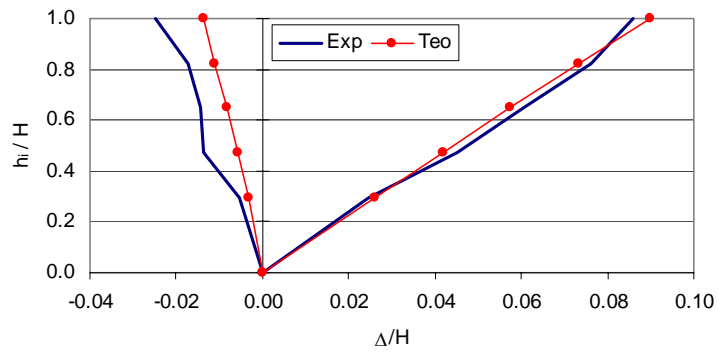


d) Historia de aceleraciones absolutas en el nivel 5

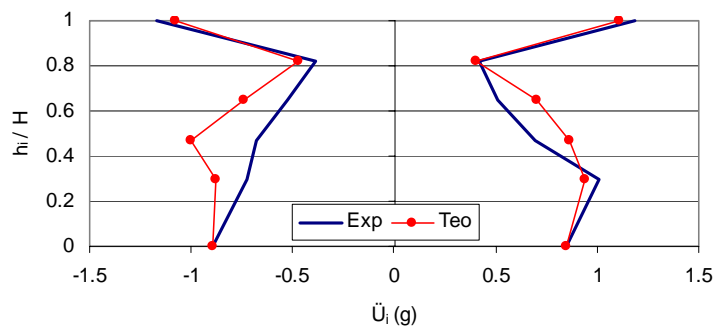
Figura 5.23. Respuesta para el edificio EM2 en la fase intensa del movimiento de intensidad baja (continuación)

5.5.2. Sismo de intensidad alta

Una vez evaluado el modelo analítico del edificio considerando el sismo de intensidad baja se realizó el ensayo con el sismo de intensidad alta, mostrado en la figura 5.9a. La respuesta de las estructuras fue el esperado, dado que los edificios presentaron un comportamiento inelástico relevante. Las figuras 5.24 y 5.25 comparan las envolventes experimentales y analíticas para los desplazamientos relativos y aceleraciones absolutas en los edificios *EM1* y *EM2*, respectivamente. La línea identificada como *Exp* corresponde a los resultados obtenidos en los ensayos, y la línea identificada como *Teo* corresponde a los resultados de los análisis dinámicos no lineales donde se utilizaron como excitación en la base las aceleraciones medidas en los ensayos (línea identificada como *Exp* en figura 5.10), para lo cual se empleó el programa *Ruaumoko*. Las figuras 5.26a y 5.26b muestran la historia de desplazamientos para los niveles 1 y 5 para el edificio *EM1*. Las figuras 5.26c y 5.26d muestran la historia de las aceleraciones absolutas en los mismos niveles de este edificio en un intervalo de tiempo en donde se presentó la aceleración máxima en la base, $\ddot{u}_{g \text{ Max}}$. Para el edificio *EM1* los resultados del modelo analítico y los experimentales tienen buena correlación cuando se consideran las aceleraciones, aunque en desplazamientos cerca a los 22 seg esta correlación es menor, en la zona de desplazamientos negativos. Como se observa en la figura 5.26b, la estructura en 22 seg ya ha sufrido un nivel elevado de incursiones inelásticas al tener desplazamientos del orden de 120 mm en el nivel 5 ($D_r=0.04$). Las figuras 5.27a y 5.27b muestran la historia de desplazamientos para los niveles 1 y 5 y las figuras 5.27c y 5.27d muestran la historia de las aceleraciones para estos niveles en la fase intensa del movimiento en el edificio *EM2*. Estas graficas muestran que el empleo del modelo analítico lleva a representar de manera razonable el comportamiento del edificio.

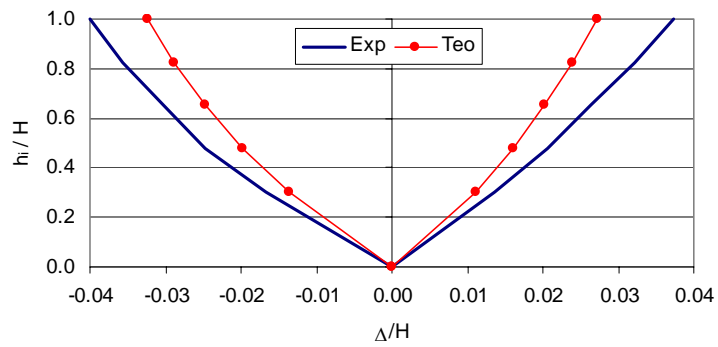


a) Desplazamientos



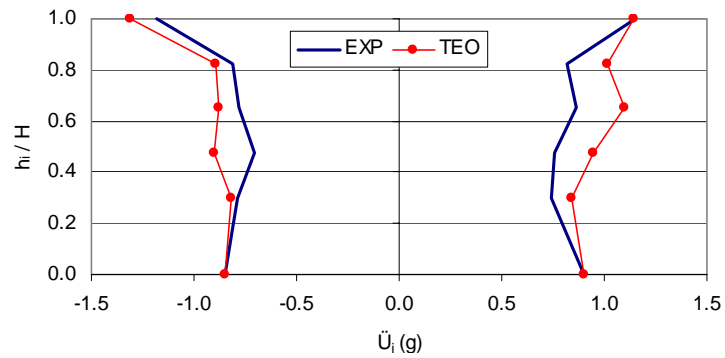
b) Aceleraciones

Figura 5.24. Comparación de envolventes de desplazamientos y aceleraciones absolutas experimental y teórica para el edificio EM1 en el sismo de intensidad alta



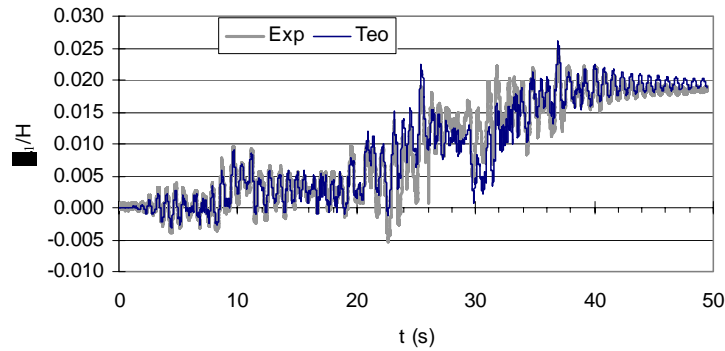
a) Desplazamientos

Figura 5.25. Comparación de envolventes de desplazamientos y aceleraciones experimental y teórica para el edificio EM2 en el sismo de intensidad alta

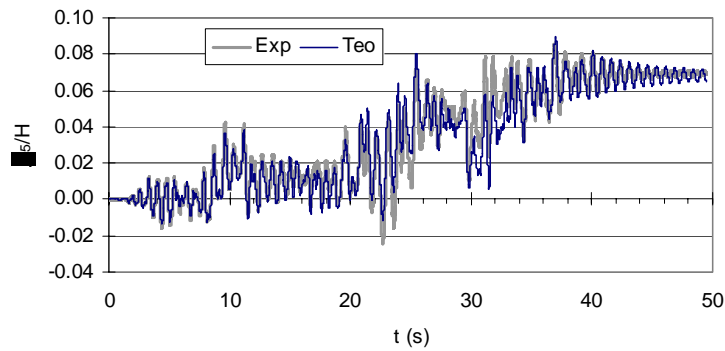


b) Aceleraciones

Figura 5.25. Comparación de envolventes de desplazamientos y aceleraciones experimental y teórica para el edificio EM2 en el sismo de intensidad alta (continuación)

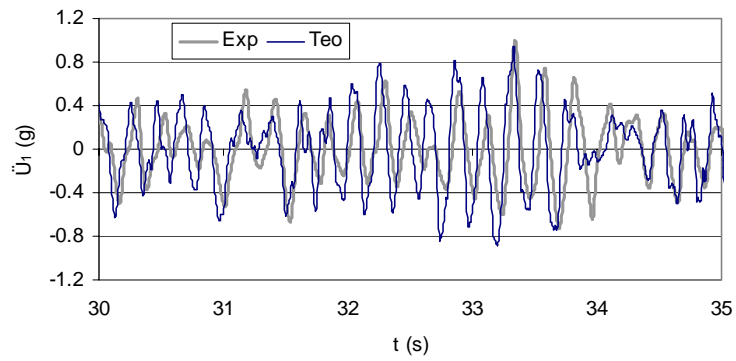


a) Historia de desplazamientos en el nivel 1

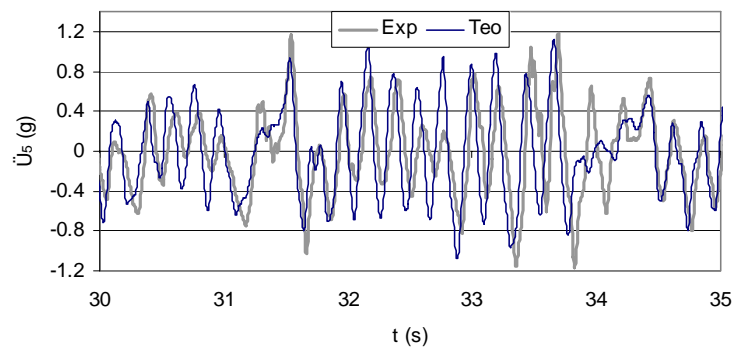


b) Historia de desplazamientos en el nivel 5

Figura 5.26. Respuesta en el tiempo para el edificio EM1 en el movimiento de intensidad alta

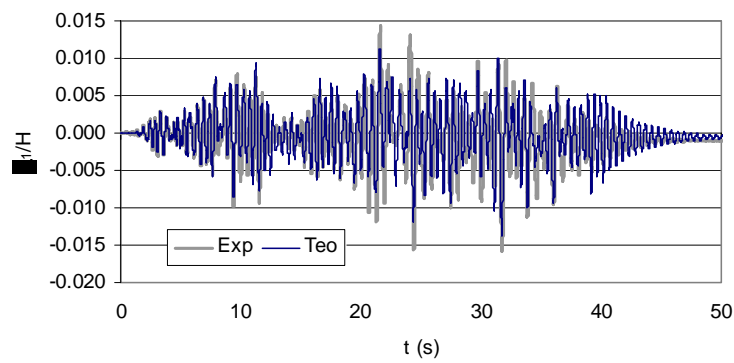


c) Historia de aceleraciones en el nivel 1 en la fase intensa



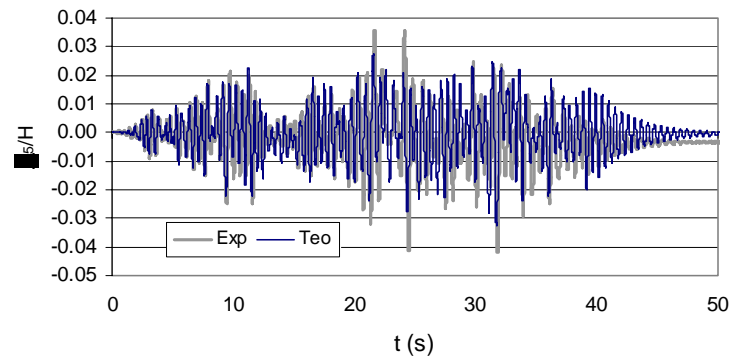
d) Historia de aceleraciones en el nivel 5 en la fase intensa

Figura 5.26. Respuesta en el tiempo para el edificio EM1 en el movimiento de intensidad alta (continuación)

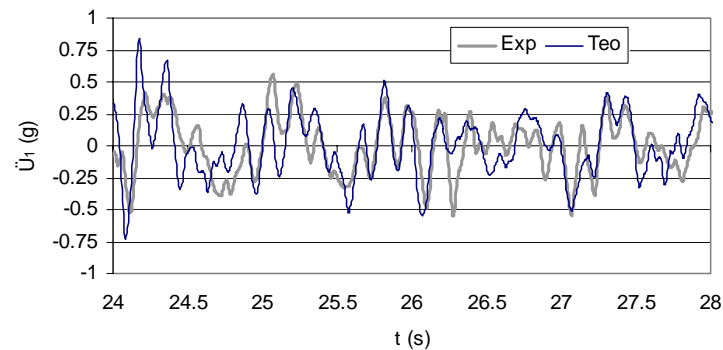


a) Historia de desplazamientos en el nivel 1

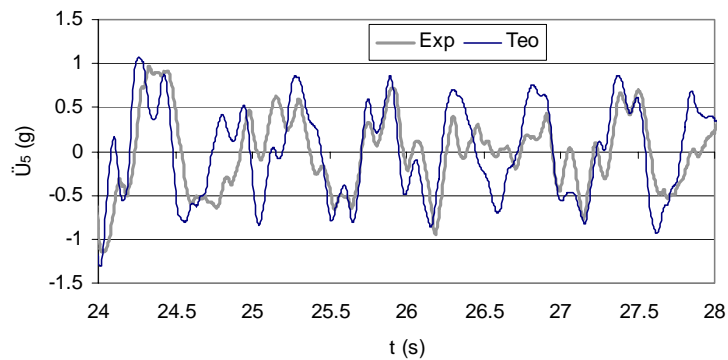
Figura 5.27. Respuesta en el tiempo para el edificio EM2 en el movimiento de intensidad alta



b) Historia de desplazamientos en el nivel 5



c) Historia de aceleraciones en el nivel 1



d) Historia de aceleraciones en el nivel 5

Figura 5.27. Respuesta para el edificio EM2 en el movimiento de intensidad alta (continuación)

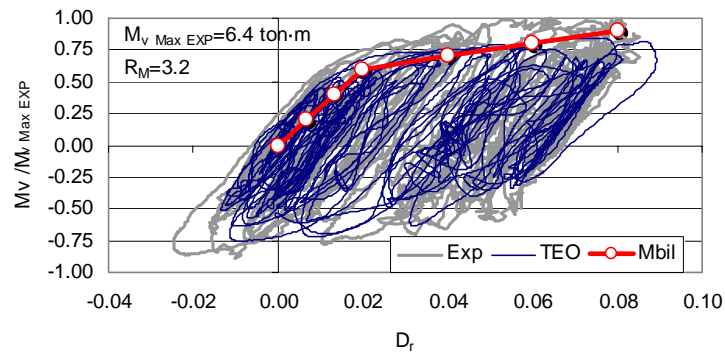
La figura 5.28 muestra parámetros que permiten la evaluación del comportamiento inelástico de los edificios. Las figuras 5.28a y 5.28b comparan los resultados de ciclos histeréticos experimentales (identificados como *EXP*) y analíticos (identificados como *TEO*) empleando la curva momento de volteo, M_v , en función de la distorsión global, D_r . Para efectos de comparación y eliminar dimensiones el momento de volteo se encuentra adimensionalizado respecto al valor del momento de

volteo máximo, $M_{v\ Max\ EXP}$, calculado con los valores de las aceleraciones experimentales. Los ciclos anchos indican el comportamiento inelástico al cual fueron sometidos los edificios. Con ayuda de estas figuras es posible evaluar el nivel de ductilidad global de desplazamiento de los edificios, representando mediante una curva bilineal la envolvente de los ciclos histeréticos (identificada como $MBil$ en la figura 5.28). Con base en esta envolvente se definió para el edificio $EM1$, figura 5.28a, como distorsión global de fluencia y colapso los valores de 0.02 y 0.08, respectivamente. El cociente de estos valores indica que el edificio alcanzó una ductilidad global de desplazamiento, μ , del orden de 4.0. Realizando el mismo procedimiento para el edificio $EM2$ los valores de distorsión global para la fluencia y colapso son iguales a 0.012 y 0.035, respectivamente, figura 5.28b, con lo cual se obtiene un valor de ductilidad global de desplazamiento igual a 2.9.

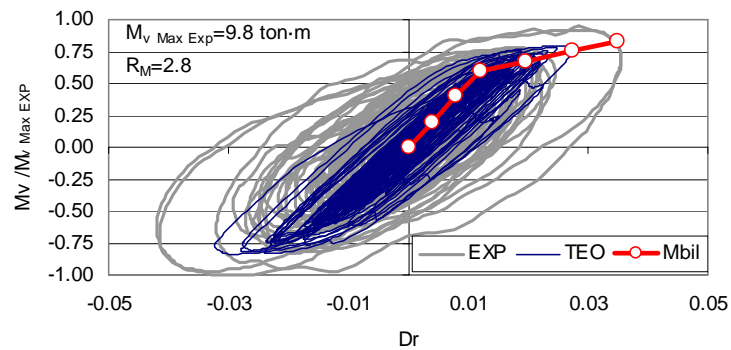
En estas figuras se muestra el valor del parámetro R_M (definido en la sección 3.3), obtenido de los resultados analíticos para el análisis del comportamiento inelástico de los edificios. Se observa que en todos los casos las estructuras presentaron un comportamiento inelástico relevante, ya que los valores del parámetro R_M fueron mucho mayores que 1. La figura 5.28c muestra gráficamente este parámetro en color claro, el cual es una medida de la respuesta global y en color oscuro el valor de la ductilidad de rotación en secciones críticas, $\mu_{\theta\ Max}$, como medida de la respuesta local de los elementos, así como el valor encontrado para la ductilidad global de desplazamiento, μ . La figura 5.28d muestra los diferentes coeficientes sísmicos calculados para los edificios ensayados. Esta figura permite analizar rápidamente la resistencia posterior a la fluencia al comparar las barras identificadas como c_y y c_u , valores obtenidos del análisis estático no lineal. Es común en la práctica, para efectos de simplicidad, que estos valores sean iguales cuando se emplean modelos elastoplásticos, con lo cual se obtienen resultados conservadores. En las dos estructuras se muestra que el valor para el coeficiente sísmico obtenido de los resultados en el tiempo, c_{Max} , es cercano al valor de colapso, c_u , (figura 5.8) lo que permite inferir que las estructuras sufrieron gran daño.

La tabla 5.5 muestra resultados analíticos de parámetros importantes como son los coeficientes sísmicos de fluencia y de colapso obtenidos del análisis estático no lineal, c_y y c_u , respectivamente, el parámetro R_M , así como la ductilidad local de rotación máxima, $\mu_{\theta\ Max}$, en los elementos *fusibles*. Esta tabla también compara parámetros encontrados con los resultados analíticos con los parámetros evaluados a partir de los resultados experimentales como son la distorsión global máxima, D_r , la distorsión de entrepiso máxima, $d_{r\ Max}$, y las aceleraciones máximas en el primer y último nivel, $\ddot{U}_{1\ Max}$ y $\ddot{U}_{AZ\ Max}$, respectivamente. En la tabla también se muestran los valores máximos encontrados para el coeficiente sísmico, c_{Max} , así como el momento de volteo, $M_{v\ Max}$.

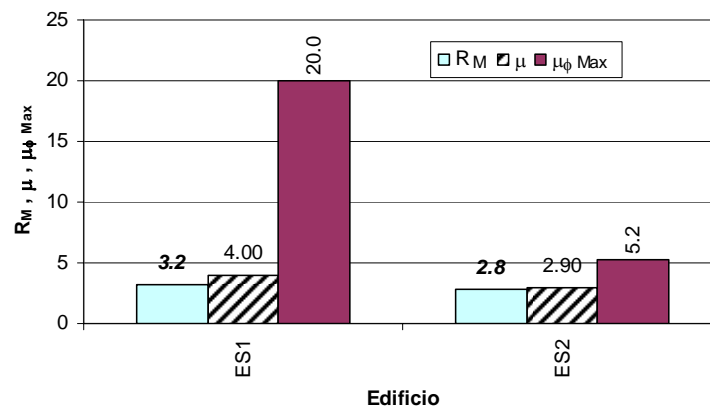
5. ESTUDIO DE LAS FUERZAS INERCIALES EN EDIFICIOS MINIATURA ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA EN ESTA INVESTIGACIÓN



a) Curvas momento de volteo en función de la distorsión global para el edificio EM1

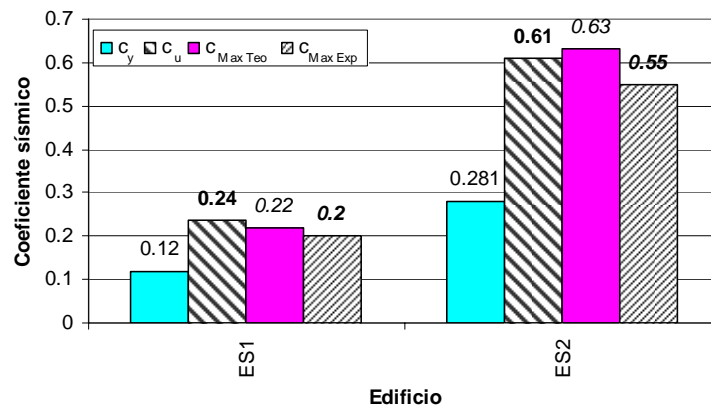


b) Curvas momento de volteo en función de la distorsión global para el edificio EM2



c) Parámetros de ductilidad y R_M

Figura 5.28. Evaluación del comportamiento inelástico de los edificios ensayados en mesa vibradora



d) Coeficientes sísmicos

Figura 5.28. Evaluación del comportamiento inelástico de los edificios ensayados en mesa vibradora (continuación)

Tabla 5.5. Parámetros obtenidos de los resultados analíticos y experimentales

Estructura	EM1		EM2	
	Teo	Exp	Teo	Exp
W (kN)	97.34	97.34	66.14	66.14
c_y	0.120	--	0.281	--
c_u	0.237	--	0.612	--
c_{Max}	0.22	0.20	0.63	0.55
$R_M = M_{Elast} / M_{inel}$	3.230	--	2.842	--
$M_{vMax} / (W \cdot B / 2)$	0.673	1.095	1.476	1.759
$D_{r\ Max}$	0.090	0.086	0.032	0.040
$d_{r\ Max}$	0.091	0.083	0.045	0.053
$\ddot{U}_{I\ Max} / \ddot{U}_{g\ Max}$	1.06	1.14	0.93	0.87
$\ddot{U}_{AZ\ Max} / \ddot{U}_{g\ Max}$	1.25	1.34	1.45	1.31
$\mu_{\phi\ Max}$	20.0	--	5.2	--
$\ddot{U}_{g\ Max}$	0.89		0.90	

5.5.3. Evaluación de las fuerzas de piso

El objetivo principal de esta investigación fue el estudiar la respuesta de las aceleraciones de piso en un edificio sometido a una excitación sísmica. Las figuras 5.29 y 5.30 muestran para los edificios *EM1* y *EM2*, respectivamente, con línea gruesa el espectro elástico de las aceleraciones medidas en el último nivel en los ensayos de intensidad baja, y con línea delgada muestran el espectro de las aceleraciones medidas en el último nivel en los ensayos de intensidad alta. Dado que en este último ensayo las estructuras presentaron incursiones inelásticas, los espectros de respuesta para este ensayo son inelásticos. En las figuras se ubican los periodos de vibración calculados para las tres primeras formas modales. Las figuras 5.29 y 5.30 muestran la representación del parámetro R_{Sai} para el primer modo. La figura 5.31 muestra de otra manera los valores del parámetro R_{Sai} para cada modo. Esta figura muestra claramente que las mayores reducciones por comportamiento inelástico corresponden al primer modo, con valores cercanos a tres. Para los modos 2 y 3 estas reducciones varían entre uno y dos.

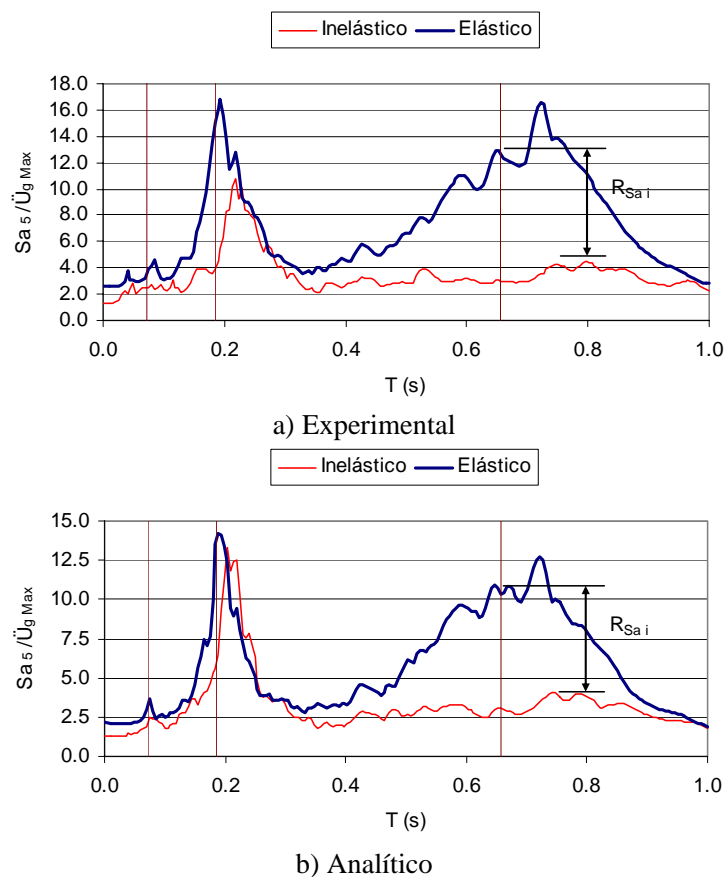
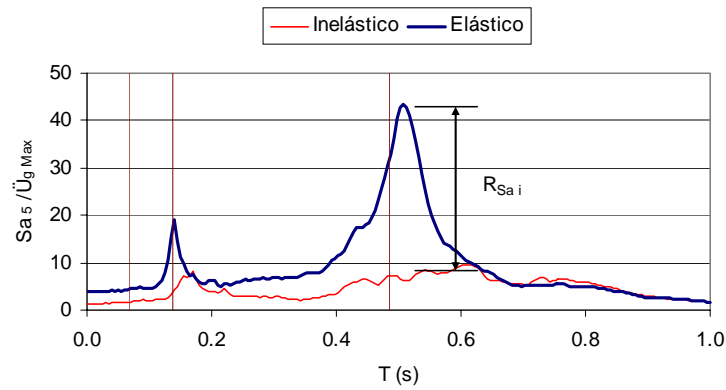
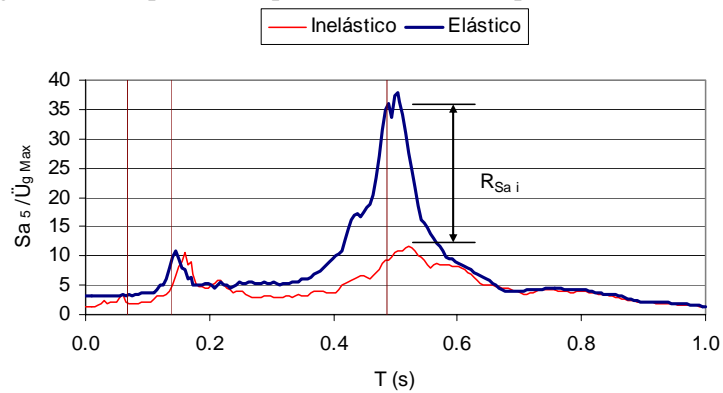


Figura 5.29. Espectros de piso del último nivel para el edificio EM1



a) Experimental

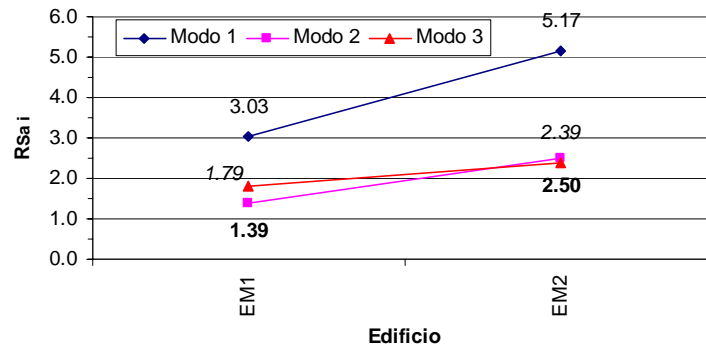
Figura 5.30. Espectros de piso del último nivel para el edificio EM2



b) Analítico

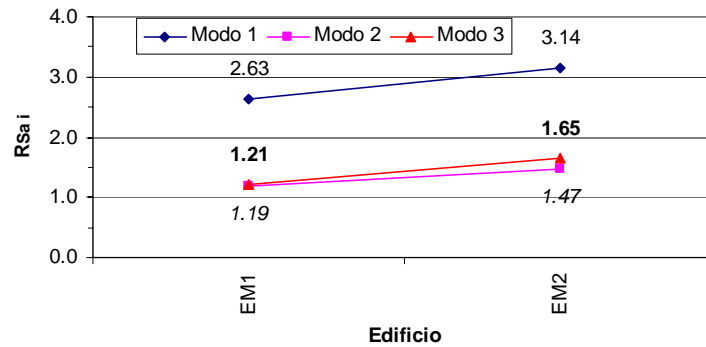
Figura 5.30. Espectros de piso del último nivel para el edificio EM2 (continuación)

Las reducciones de la respuesta por comportamiento inelástico en cada modo se muestran de manera diferente en la figura 5.31, la cual muestra los valores del parámetro R_{Sai} para cada modo y para los resultados experimentales y analíticos. Los resultados de la figura 5.31 muestran claramente que las mayores reducciones por comportamiento inelástico corresponden al primer modo. Aunque existen diferencias entre los valores de las figuras 5.31a y 5.31b, la figura 5.31c muestra que el cociente entre los valores del parámetro R_{Sai} para los modos 2 y 3, y el valor del mismo parámetro para el modo 1 son similares. Esta última figura indica la congruencia entre los resultados de los espectros obtenidos con los resultados analíticos y los obtenidos con los resultados experimentales.

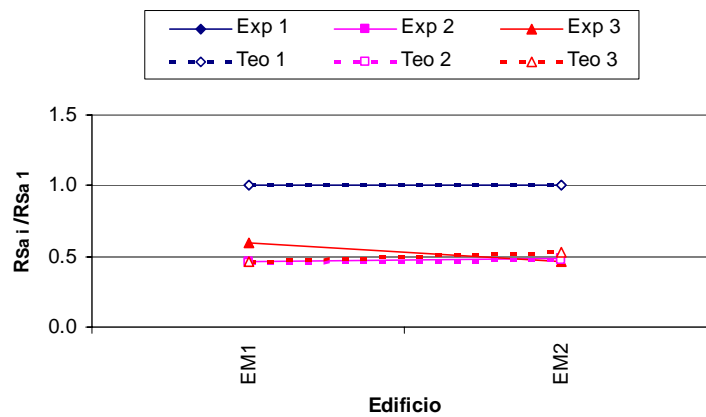


a) Experimental

Figura 5.31. Valores del parámetro R_{Sai}



b) Analítico



c) Cociente del parámetro R_{Sai} respecto al valor del parámetro para el modo 1

Figura 5.31. Valores del parámetro R_{Sai} (continuación)

Los resultados anteriores muestran la validez del criterio de evaluación de las fuerzas de piso en todos los niveles propuesto en la sección 3.5, ecuación 3.6, como una variante al presentado en Rodríguez et al., (2002). Para realizar la superposición modal, se calcularon espectros de respuesta para las aceleraciones registradas en la base (identificadas como *Exp* en la figura 5.10) para fracciones de

amortiguamiento crítico, ξ , iguales a 1.5% para el modo 1, 2.0% para los modos 2 y 3, y 2.5% para los modos 4 y 5, que se consideran representativos de los existentes en la estructura de acuerdo con los resultados anteriormente obtenidos de la respuesta analítica para el edificio EM1. Para el edificio EM2 se construyeron espectros de respuesta con fracciones de ξ iguales a 2.0% para el modo 1, 2.5% para el modo 2 y de 3% para los modos 3 a 5.

La figura 5.32 compara la envolvente de fuerzas obtenida de los ensayos de intensidad alta (línea a trazos identificada como *Exp*) con las envolventes de las fuerzas de piso evaluadas con diferentes procedimientos. La línea continua corresponde a las fuerzas de piso obtenidas con la ecuación 3.5, y se identifica como *Modal E*. La línea identificada como *TEO* corresponde a la envolvente de fuerzas de los resultados inelásticos tiempo historia, y la línea a trazos corresponde a la envolvente de las fuerzas de piso cuando se reduce la contribución de cada modo por el factor R_M . Como se observa en estas gráficas el reducir todos los modos por un único valor subestima de manera importante la respuesta de las fuerzas de piso y emplear la respuesta modal elástica las sobreestima en mayor proporción en todos los niveles. La línea identificada como NTC corresponde a la envolvente de las fuerzas de piso evaluadas con la ecuación 3.4. Como muestra la figura, esta expresión presenta gran dispersión de las fuerzas en todos niveles.

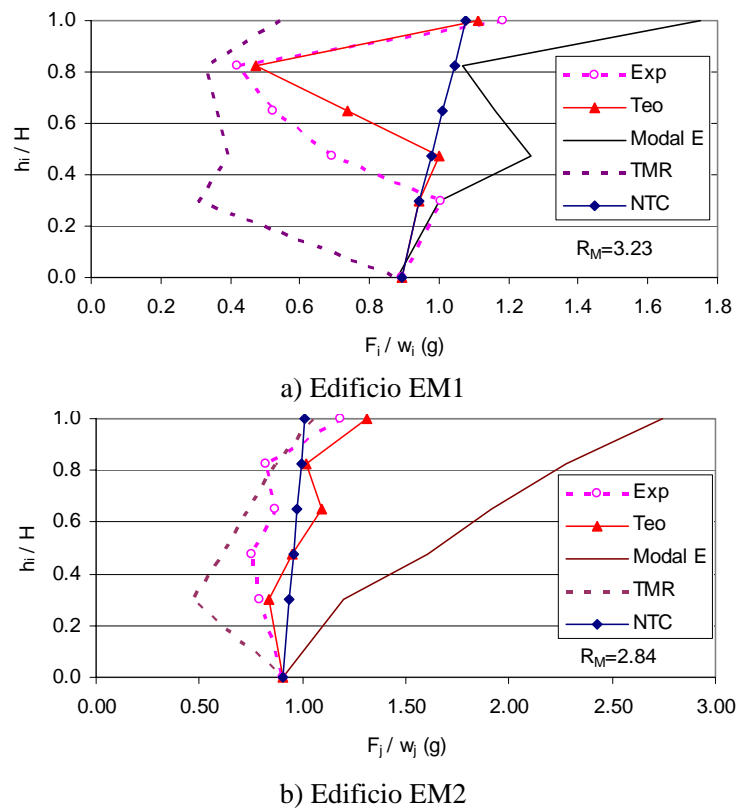
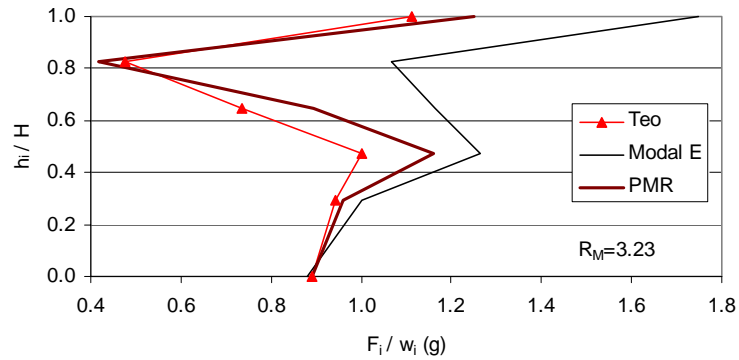
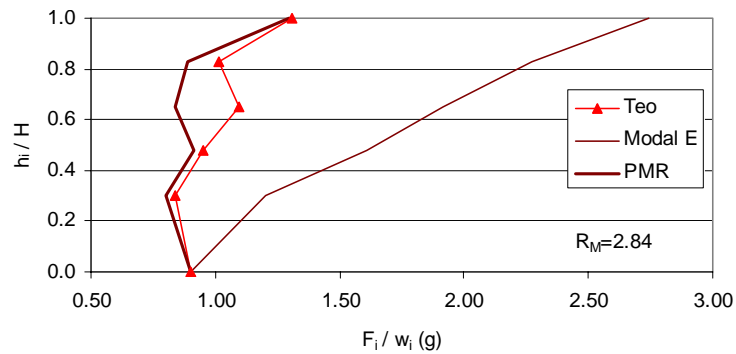


Figura 5.32. Evaluación de las aceleraciones de piso

La figura 5.33 muestra nuevamente la envolvente de fuerzas calculada para el caso de superposición modal, ecuación 3.5, y la envolvente analítica, y se comparan con la envolvente de fuerzas empleando el procedimiento propuesto, identificado como *PMR*. Como se observa en esta figura el referido procedimiento representa de manera razonable las fuerzas de piso que se presentan en el caso de un sismo y cuando la estructura presenta comportamiento inelástico, además de ser un procedimiento sencillo y fácil de utilizar.



a) Edificio EM1



b) Edificio EM2

Figura 5.33. Evaluación de las fuerzas de piso con el criterio propuesto en Rodríguez et al, (2002)

6. PROPUESTA DE DISEÑO SÍSMICO DE SISTEMAS DE PISO RESISTENTES A FUERZAS SÍSMICAS EN SU PLANO

En los capítulos anteriores se analizaron las aceleraciones de piso en diferentes estructuras que respondieron principalmente en el intervalo inelástico ante acciones sísmicas, y en donde se evaluaron las aceleraciones con diferentes procedimientos. Con estos resultados se define un procedimiento para describir la envolvente de las fuerzas de piso. Los resultados de aplicar este procedimiento se expresan en la ecuación 6.1 (en unidades de fracción de la aceleración de la gravedad, g). Este procedimiento se basa en el empleo de dos valores de aceleraciones correspondientes a la envolvente de fuerzas de piso, un valor corresponde a la aceleración del terreno, a_0 , y el segundo valor corresponde a la aceleración absoluta del último nivel. La fuerza de piso del último nivel, F_{AZ} , se calcula con la ecuación 6.2 (en unidades de fracción de la aceleración de la gravedad, g) propuesto en Rodríguez et al., 2002, la cual mostró representar adecuadamente las fuerzas de piso, dado que considera el comportamiento inelástico en la estructura.

$$\frac{F_i}{m_i \cdot g} = \left(\frac{F_{AZ}}{m_{AZ} \cdot g} - a_0 \right) \cdot \frac{h_i}{H} + a_0 \quad \text{Ecuación 6.1}$$

$$\frac{F_{AZ}}{m_{AZ} \cdot g} = \sqrt{\left[\frac{\Gamma_1 \cdot \phi_{AZ}^1 \cdot Sa(T_1, \xi_1)}{R} \right]^2 + \sum_{i=2}^n \left[\Gamma_i \cdot \phi_{AZ}^i \cdot Sa(T_i, \xi_i) \right]^2} \quad \text{Ecuación 6.2}$$

En las ecuaciones anteriores F_i corresponde a la fuerza del piso del nivel i a una altura de desplante h_i , el cual soporta una masa m_i . El parámetro H es la altura del edificio y m_{AZ} es la masa que soporta el último nivel. El parámetro Γ_i es el factor de participación del modo i . El parámetro $Sa(T_i, \xi_i)$, en fracción de g , es el valor de la aceleración para el periodo T_i en el espectro de respuesta propuesto para un amortiguamiento crítico igual a ξ_i , y el parámetro ϕ_j^i es el vector de formas modales. El valor del parámetro R corresponde al valor obtenido para el parámetro R_M en los edificios analizados en los capítulos 3 al 5. En lo que sigue se evalúa la bondad del criterio propuesto de evaluación de fueras de piso para los edificios analizados en los capítulos anteriores: edificios diseñados de acuerdo con las NTCDS (2004) para el DF, edificios diseñados con el reglamento de Guerrero, edificios estudiados en la Universidad de Illinois y edificios estudiados en esta investigación, ensayados en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

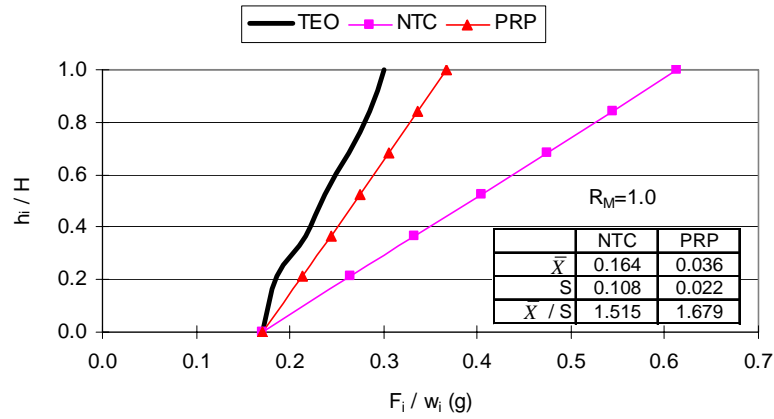
6.1. EVALUACION DE UNA PROPUESTA PARA EL CALCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO EN EL PLANO PARA SISTEMAS DE PISO DE EDIFICIOS EN EL DISTRITO FEDERAL

Las figuras 6.1 a la 6.3 muestran la relación entre la fuerza de piso, F_i , y el peso que soporta el nivel, w_i . Estas figuras muestran las envolventes obtenidas con diferentes procedimientos para cada uno de los tres grupos de edificios estudiados en el capítulo 3, tablas 3.1 y 3.2. La línea marcada como *TEO* corresponde a los resultados de las fuerzas de piso de los análisis tiempo historia con el sismo de *SCT85*, figura 3.3a, además muestra el valor del parámetro R_M obtenido de estos análisis. La envolvente identificada como *NTC* corresponde a las fuerzas de piso calculadas con el procedimiento especificado por las NTCDS (2004) para el cálculo de fuerzas de piso y que se expresa en la ecuación 3.4. La envolvente marcada como *PRP* corresponde a las fuerzas de piso calculadas con el procedimiento mencionado propuesto en este capítulo y que se expresa en la ecuación 6.1. Los resultados de las figuras 6.1 a la 6.3 muestran que el procedimiento propuesto de evaluación de las fuerzas de piso lleva a resultados de predicción de estas fuerzas con menos dispersión que el procedimiento especificado en las NTC-DS (2004).

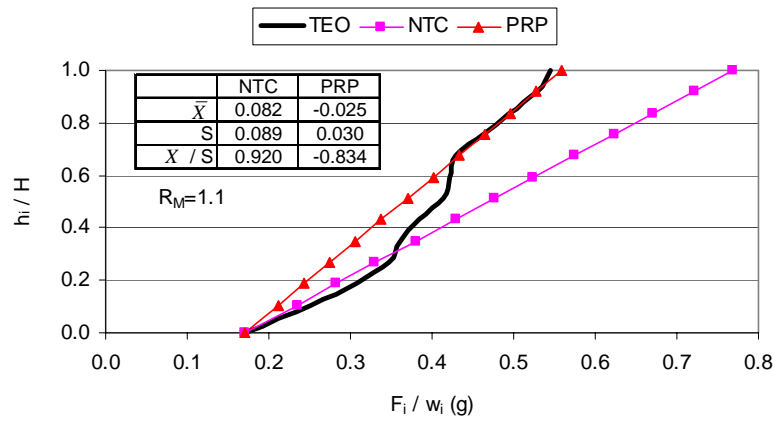
Para determinar las bondades de la propuesta para la evaluación de las fuerzas de piso se calculó el error entre el valor de la fuerza de diseño, F_{Dis} , y el valor de la fuerza obtenido de las envolventes de los análisis tiempo-historia para los edificios estudiados, F_{TEO} . En la ecuación 6.3 se calcula el error, ΔF_i , para el nivel i .

$$\Delta F_i = (F_{Dis} - F_{TEO})_i \quad \text{Ecuación 6.3}$$

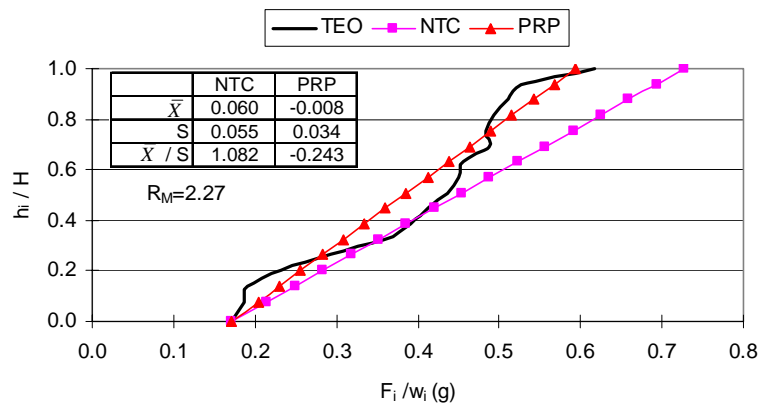
donde F_{Dis} corresponde a la fuerza del piso calculada con base en la expresión de las NTC-DS, (2004) o la calculada con la ecuación 6.1 según sea el caso de comparación. En las figuras 6.1 a la 6.3 se presenta el valor de \bar{X} que corresponde a la media de los valores del error, ΔF_i , y el valor de S que corresponde a la desviación estándar, así como el cociente de estos dos valores. El signo negativo indica que se subestima la respuesta. En las figuras 6.1 a la 6.3 se muestra que los errores son menores en la mayoría de todos los casos cuando las fuerzas de piso se evalúan con la expresión 6.1, principalmente en los casos que los edificios presentaron un comportamiento inelástico, esto es cuando $R_M > 1$.



a) Edificio de 6 niveles

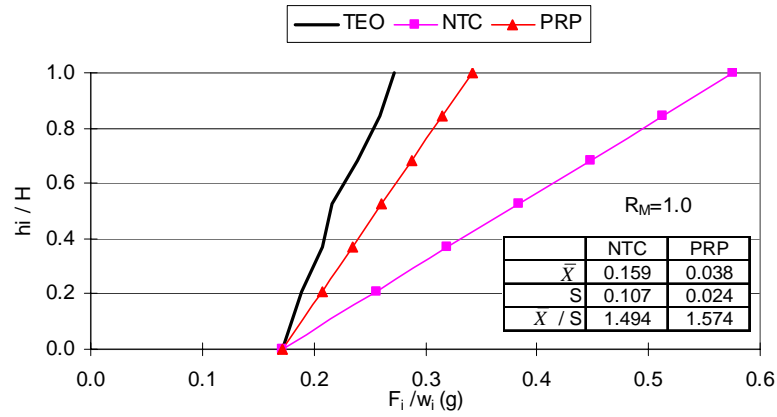


b) Edificio de 12 niveles

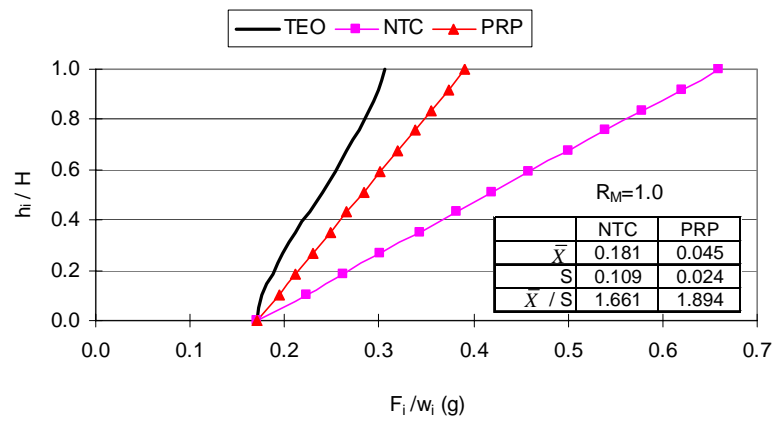


c) Edificio de 16 niveles

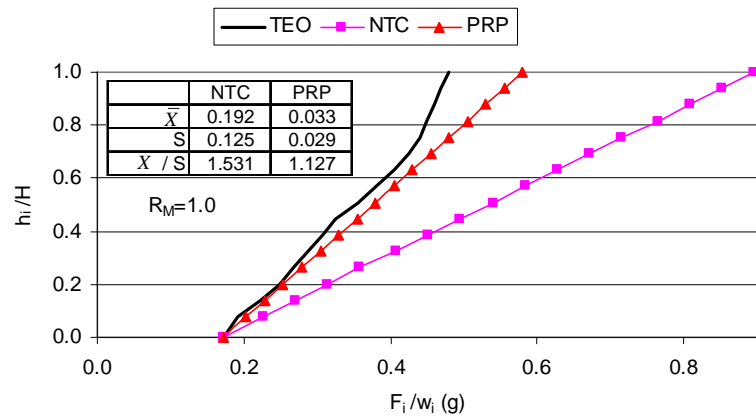
Figura 6.1. Comparación de las fuerzas para el diseño de pisos para edificios con $Q=2$, $dr=0.012$ analizados en el estudio paramétrico para el DF



a) Edificio de 6 niveles

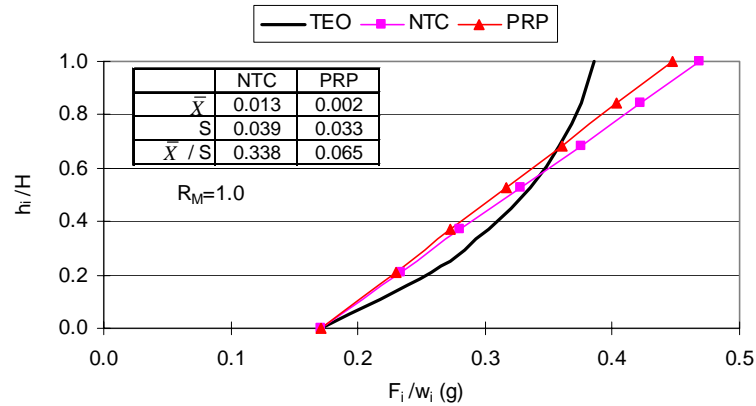


b) Edificio de 12 niveles

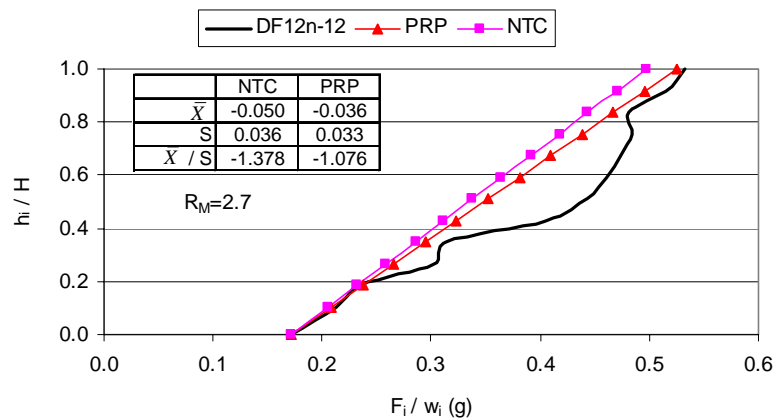


c) Edificio de 16 niveles

Figura 6.2. Comparación de las fuerzas para el diseño de pisos para edificios con $Q=2$, $d_r=0.006$ analizados en el estudio paramétrico para el DF



a) Edificio de 6 niveles



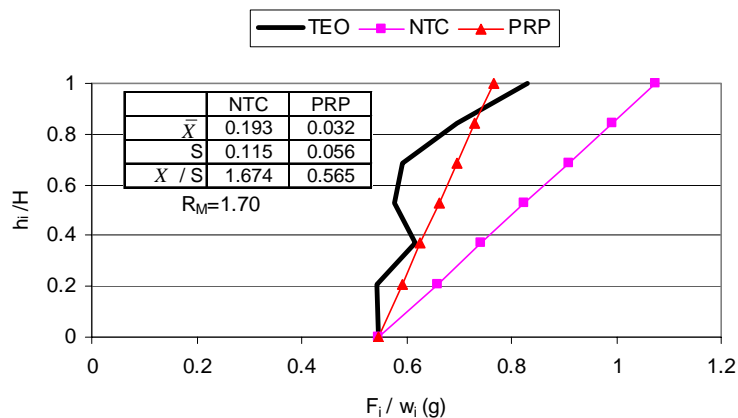
b) Edificio de 12 niveles

Figura 6.3. Comparación de las fuerzas para el diseño de pisos para edificios con $Q=4$, $d_r=0.012$ analizados en el estudio paramétrico para el DF

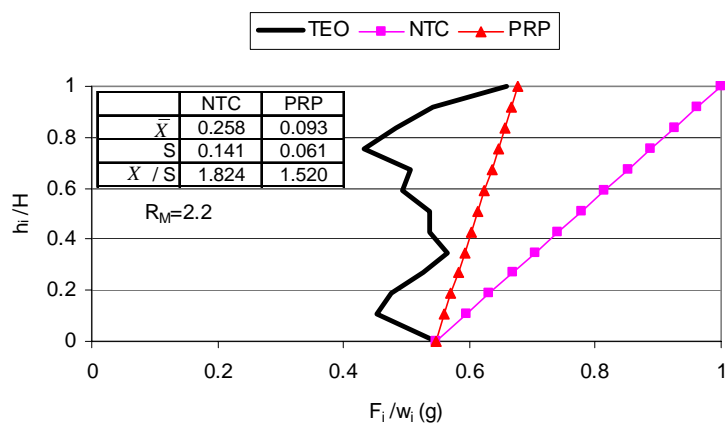
6.2. EVALUACION DE UNA PROPUESTA PARA EL CALCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO EN EL PLANO PARA SISTEMAS DE PISO DE EDIFICIOS EN LAS COSTAS DE ACAPULCO, GUERRERO

Las figuras 6.4 y 6.5 comparan las envolventes de las fuerzas de piso obtenidas de los resultados tiempo-historia mostrados en la sección 3.4 e identificada como *TEO*, con las fuerzas obtenidas con el criterio de las NTCDS-EG (1993), expresión 3.4 y las calculadas con la expresión propuesta, ecuación 6.1, estas últimas identificadas como *NTC* y *PRP*, respectivamente. En las figuras también se muestran los valores para la media del error en las fuerzas de piso, \bar{X} , y el valor de la desviación estándar, *S*. Las figuras muestran que los errores de la envolvente calculada con la expresión propuesta respecto a los resultados de la normativa (NTCDS-EG, 1993), son menores, lo que

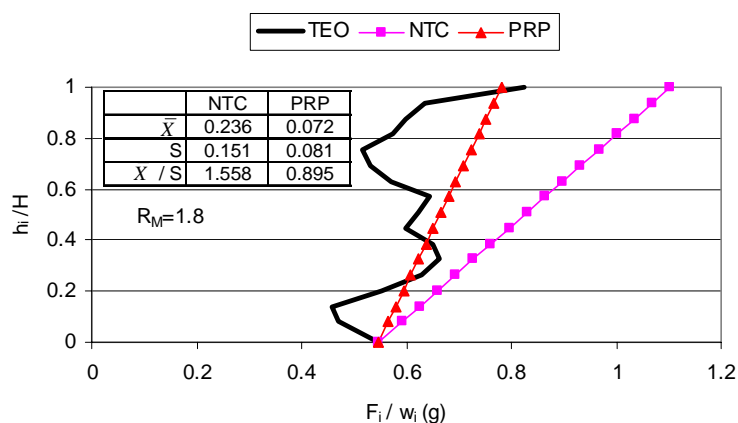
indica que el criterio propuesto estima de manera razonable las fuerzas de piso que se esperan durante un sismo.



a) Edificio de 6 niveles

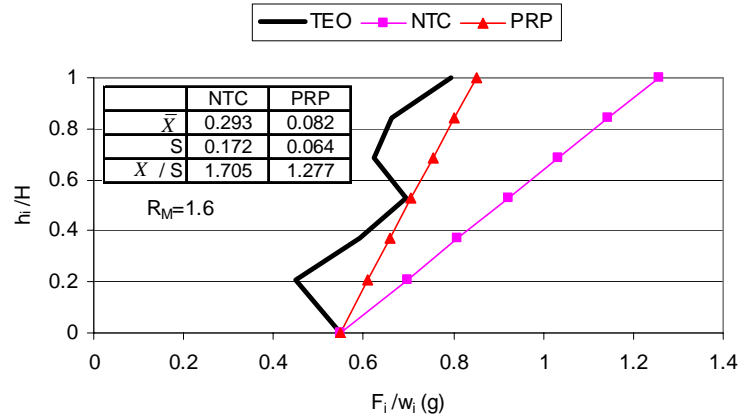


b) Edificio de 12 niveles

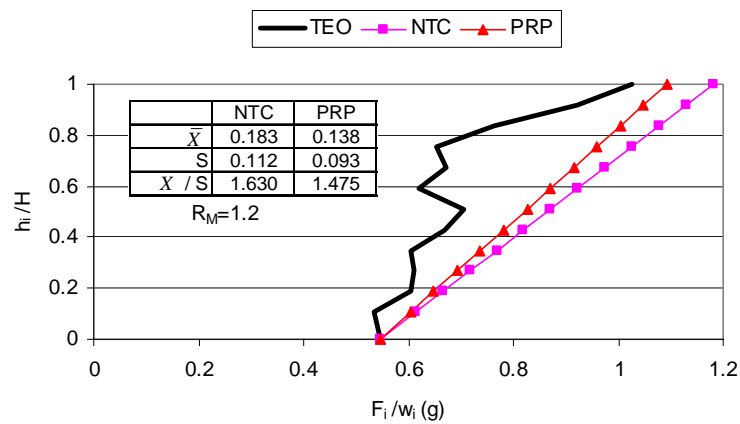


c) Edificio de 16 niveles

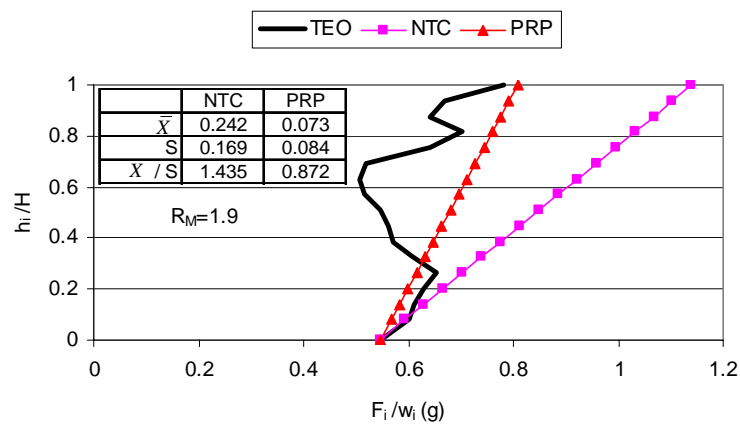
Figura 6.4. Comparación de las fuerzas para el diseño de pisos para edificios con $Q=2$, $dr=0.012$ analizados en el estudio paramétrico para las costas de Acapulco, Guerrero



a) Edificio de 6 niveles



b) Edificio de 12 niveles



c) Edificio de 16 niveles

Figura 6.5. Comparación de las fuerzas para el diseño de pisos para edificios con $Q=2$, $d_r=0.006$ analizados en el estudio paramétrico para las costas de Acapulco, Guerrero

6.3. EVALUACION DE UNA PROPUESTA PARA EL CALCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO EN EL PLANO EN SISTEMAS DE PISO DE EDIFICIOS A PEQUEÑA ESCALA ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA EN LA UNIVERSIDAD DE ILLINOIS

Para determinar las bondades de la propuesta para la evaluación de las fuerzas de piso se calculó también el error ΔF_i en los diferentes edificios ensayados en la mesa vibradora de la Universidad de Illinois descritos en el capítulo 4. La figura 6.6 muestra la envolvente de las fuerzas de piso obtenidas en los análisis teóricos, línea identificada como *TEO*. También las envolventes calculadas con la expresión de las normas por sismo del DF (NTCDS, 2004) mostrada en la ecuación 3.4 e identificada en la figura como *NTC*. La figura 6.6 muestra además la envolvente identificada como *PRP*, la cual corresponde a las fuerzas calculadas con la expresión propuesta, ecuación 6.1. En esta figura se compara estas envolventes y se muestra los valores de la media del error, \bar{X} , y de la desviación estándar, S . Esta comparación muestra que la expresión propuesta estima de manera razonable a las fuerzas de piso que se esperan en un sismo.

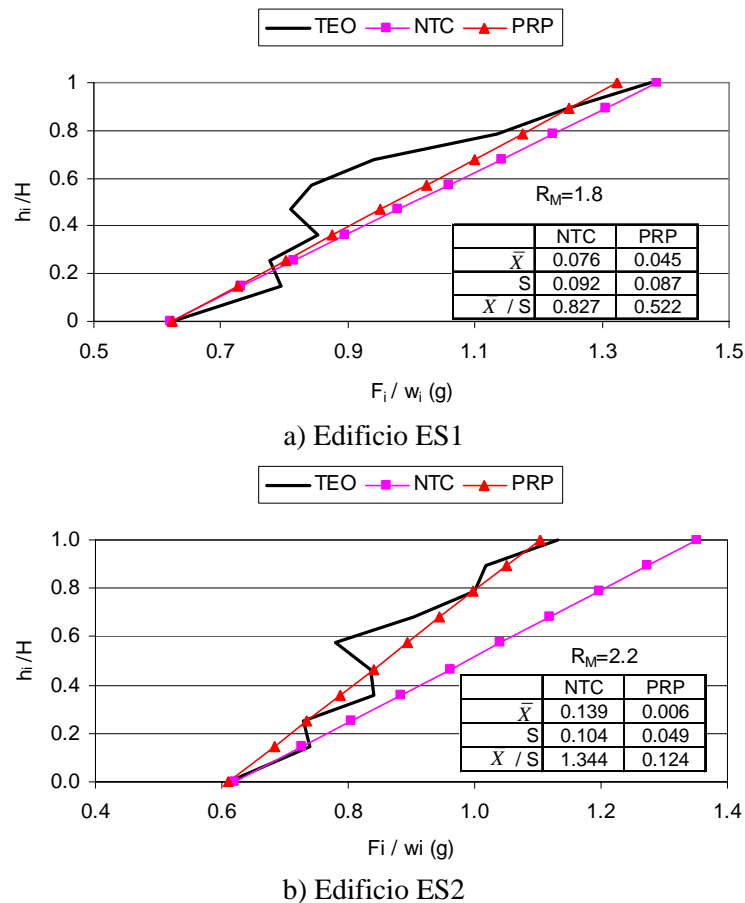
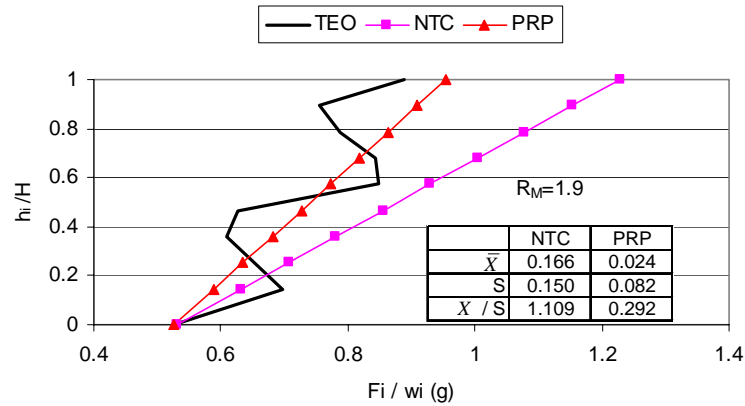
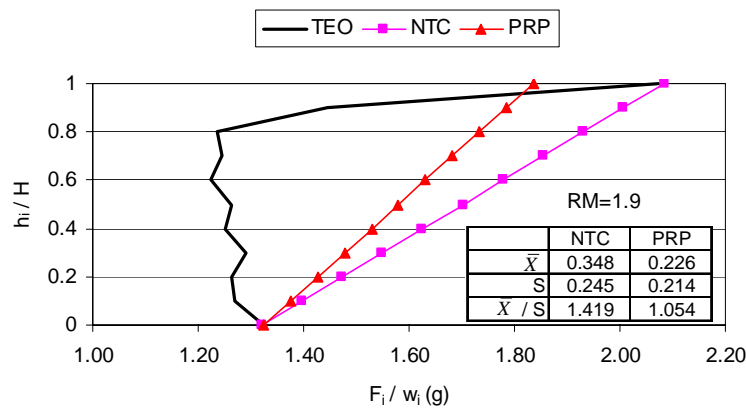


Figura 6.6. Comparación de las fuerzas para el diseño de pisos en edificios ensayados en mesa vibradora en la Universidad de Illinois



c) Edificio SS1



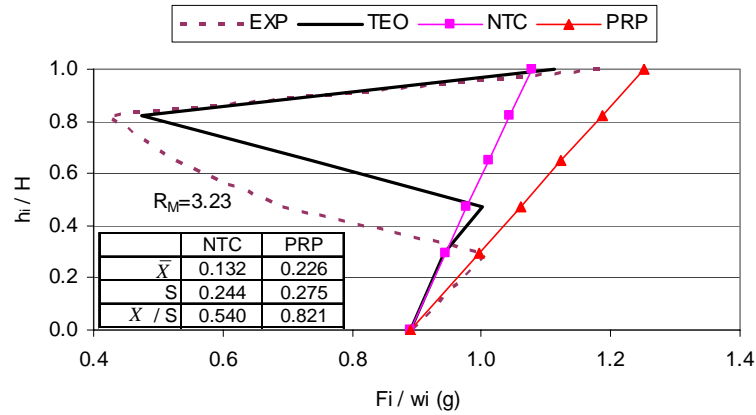
d) Edificio FW4

Figura 6.6. Comparación de las fuerzas para el diseño de pisos en edificios ensayados en mesa vibradora en la Universidad de Illinois (continuación)

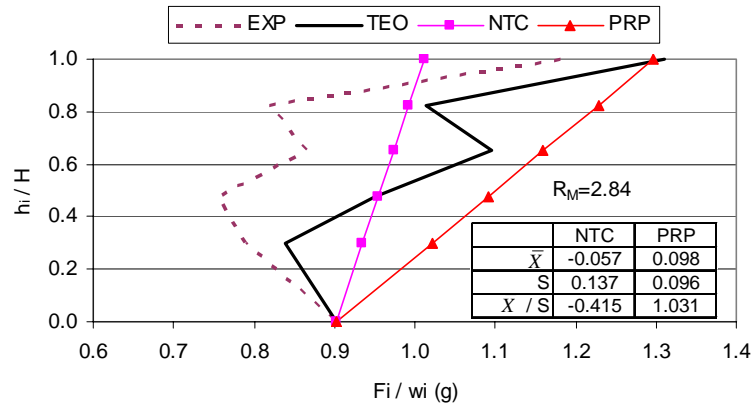
6.4. EVALUACION DE UNA PROPUESTA PARA EL CALCULO DE LAS FUERZAS DE DISEÑO EN EL PLANO EN SISTEMAS DE PISO DE EDIFICIOS MINIATURA ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA EN EL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM

La figura 6.7 compara las envolventes de las fuerzas de piso de los dos edificios ensayados en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM y descritos en el capítulo 5. La línea punteada, identificada como *EXP*, corresponde a la envolvente obtenida de las mediciones experimentales y la línea identificada como *TEO* corresponde a la envolvente de los resultados analíticos inelásticos tiempo-historia. La envolvente identificada como *NTC* corresponde a la calculada empleando los criterios de las NTCDS (2004), la cual se expresa en la ecuación 3.4. La figura 6.7 muestra además la envolvente identificada como *PRP*, la cual corresponde a las fuerzas calculadas con

la expresión propuesta, ecuación 6.1. La figura 6.7 muestra los valores de la media del error, \bar{X} , y de la desviación estándar, S , obtenidos con los datos de la envolvente analítica. Esta comparación muestra las bondades de la propuesta para el cálculo de las fuerzas de piso, dado que estima razonablemente el valor de las mismas.



a) Edificio EM1



a) Edificio EM2

Figura 6.7. Comparación de las fuerzas para el diseño de pisos en edificios ensayados en mesa vibratoria en la UNAM

6.5. PROPUESTA PARA EL REGLAMENTO DE LA SECCIÓN DE SISTEMAS DE PISO

En esta sección se muestra la redacción propuesta para incluirse en las NTCDS-2004 para la evaluación de las fuerzas para el diseño de los sistemas de piso para el Distrito Federal.

8.4. Apéndices y Sistemas de Piso

Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en apéndices y demás elementos rígidos (elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración no de la fuerza cortante ni

del momento de volteo), cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá que sobre el elemento en cuestión actúa una distribución lineal de aceleraciones, a_i . Esta distribución tomará los valores extremos de a_0 a nivel del terreno y a_n en el último nivel. Para los niveles intermedios se aceptará una interpolación lineal respecto a la altura de desplante, h_i , del elemento.

$$a_i = \begin{cases} a_0 & \text{si } h_i = 0 \\ \sqrt{\left[\frac{a^1}{Q}\right]^2 + \sum_{i=2}^n [a^i]^2} & \text{si } h_i = H \end{cases}$$

Donde a^j representa la componente de la aceleración absoluta en el último nivel correspondiente al modo j . Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros y revestimientos.

7. EJEMPLOS DE APLICACIÓN PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE PISO

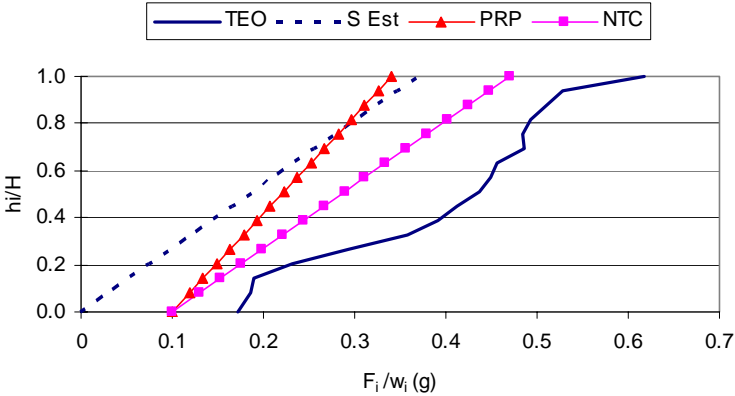
Es recomendable que los sistemas de piso tengan un comportamiento elástico durante la respuesta del edificio al sismo de diseño. De esta forma se puede lograr la transferencia de las fuerzas inerciales hacia los elementos de resistencia vertical cuando estos últimos desarrollan su capacidad de deformación, sin que ocurran daños severos en el sistema de piso. En esta parte del trabajo se muestran ejemplos de diseño de sistemas de piso en dos de los edificios estudiados en el capítulo 3. El procedimiento seguido se basa en emplear las herramientas que comúnmente emplea un ingeniero en la práctica, tal como la descripción de la geometría, parámetros de diseño y formas modales. El primer edificio de los ejemplos mostrados corresponde al de 16 niveles descrito en el capítulo 3 de este estudio y diseñado para los parámetros $Q=2$ y $d_r=0.012$ ubicado en la zona del lago (identificado como *DF16-12* en la tabla 3.1). Este edificio tiene en todos los niveles secciones de columnas de 0.75m x 0.75m y de vigas de 0.35m x 0.65m. El segundo edificio es de 6 niveles diseñado para los parámetros $Q=2$ y $d_r=0.006$ ubicado en las costas de Acapulco ((identificado como *AC6-06* en la tabla 3.3). Este edificio tiene en todos los niveles secciones de columnas de 0.70m x 0.70m y de vigas de 0.30m x 0.60m. Los dos edificios soportan un peso en cada nivel, w_i , igual a 202 ton.

7.1. EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE PISO

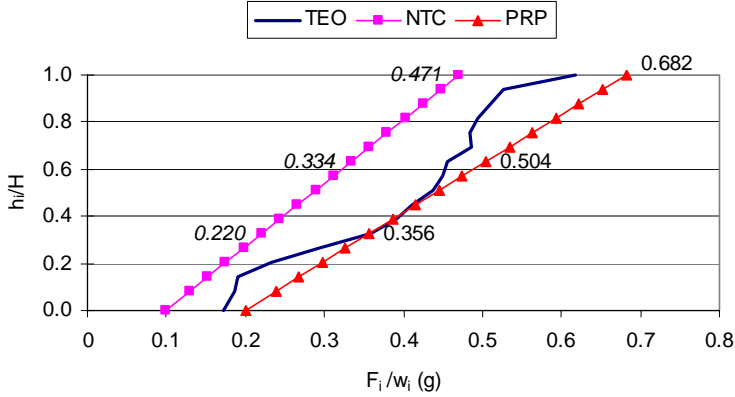
7.1.1. Evaluación de las fuerzas de diseño para un edificio en el DF

La figura 7.1 compara la envolvente de fuerzas en el piso obtenida de los resultados tiempo historia no lineales del edificio *DF16-12*, identificada como *TEO*, con la envolvente de las fuerzas para el diseño del sistema de piso calculada con la ecuación 6.1 (identificada como *PRP*) y la envolvente calculada con la ecuación 2.3 (identificada como *NTC*). La línea discontinua, identificada como *S Est*, corresponde a la envolvente de fuerzas para el diseño con el método estático (ecuación 2.1). Para evaluar las fuerzas de diseño con la ecuación 6.1 se utilizan las formas modales, factores de participación y periodos de vibración obtenidas en la etapa de diseño de la estructura sismo-resistente. El valor del parámetro R mostrado en la ecuación mencionada se tomará igual al valor del parámetro Q especificado en las NTCDS (2004). Las envolventes mostradas en la figura 7.1a se calcularon con el espectro especificado en la sección 3 del cuerpo principal de las NTC-DS (2004) (Espectros para diseño por sismo), para la zona IIIa del Distrito Federal. La figura muestra que la envolvente para evaluar las fuerzas de diseño de sistemas de piso con el procedimiento propuesto subestima los valores al compararlos con las fuerzas obtenidas de los resultados tiempo-historia. Esto se debe a que el espectro del reglamento con el cual se evaluó las fuerzas de diseño está reducido por un parámetro de

sobrerresistencia. Los análisis de las fuerzas de piso en los edificios estudiados en los capítulos 3 al 5 y la propuesta mostrada en el capítulo 6 se realizaron con espectros elásticos sin reducir por algún factor, o considerando reducciones por comportamiento inelástico que tienen en cuenta tanto el concepto de ductilidad como de sobrerresistencia en la estructura, es por ello que se recomienda la evaluación de las fuerzas de piso empleando los espectros de diseño especificados en el Apéndice A de las NTC-DS (2004), sin reducir por el parámetro R allí especificado. La figura 7.1b compara las envolventes descritas anteriormente, sólo que la línea con triángulo, identificada como *PRP*, se calculó reduciendo la respuesta del primer modo con el espectro referido del Apéndice A (NTC-DS, 2004). La figura muestra que el procedimiento de evaluación de las fuerzas propuesto predice razonablemente los valores que puedan presentarse ante un sismo.



a) Evaluación de las fuerzas de piso con el espectro de la sección 3 de las NTC-DS (2004)

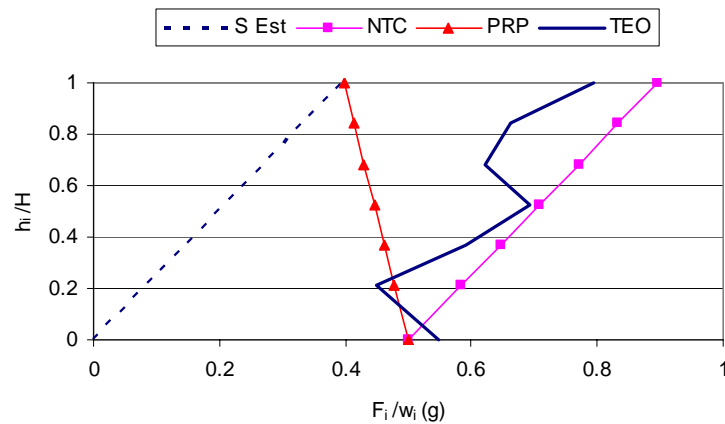


b) Evaluación de las fuerzas de piso con el espectro del apéndice A de las NTC-DS (2004)

Figura 7.1. Evaluación de las fuerzas de diseño para los sistemas de piso del edificio *DF16-12* ubicado en la zona IIIa en el Distrito Federal

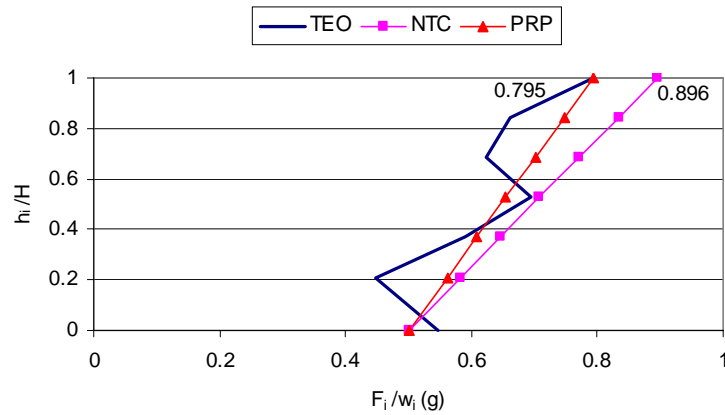
7.1.2. Evaluación de las fuerzas de diseño para un edificio en Acapulco

Las normas para el estado de Guerrero, NTCDS-EG (1993), presenta un inconveniente y es que especifica un valor para la aceleración máxima del terreno, a_0 , igual al coeficiente sísmico de diseño sin reducir por ductilidad, c , situación que no es realista y que lleva a cálculos incorrectos en los valores de las fuerzas de piso. Este criterio se tomara en cuenta para el desarrollo del ejemplo. La figura 7.2 muestra la línea continua identificada como *TEO* que corresponde a la envolvente de las fuerzas en el piso obtenida de los resultados tiempo-historia no lineales para el edificio *AC6-06* y la compara con la envolvente de las fuerzas para el diseño del sistema de piso calculada con la ecuación 2.3 (identificada como *NTC*), la envolvente de fuerzas para el diseño con el método estático (ecuación 2.1) con línea a trazos, y con la envolvente de fuerzas para el diseño de los sistemas de piso evaluada con la ecuación 6.1. Las envolventes mostradas en la figura 7.2a se calcularon con el espectro especificado en la sección 3 de las NTCDS-EG (1993) (Espectros para diseño por sismo), para la zona DII en las costas de Acapulco, Guerrero. La figura muestra que la envolvente para evaluar las fuerzas de diseño de los sistemas de piso con la ecuación 6.1 subestima los valores en los niveles superiores respecto a las fuerzas obtenidas de los resultados tiempo-historia. Esto se debe a que el espectro con el cual se evaluaron las fuerzas de diseño está reducido por el parámetro de sobrerresistencia. Para corregir esta deficiencia y como se mostró en la sección anterior, se recomienda la evaluación de las fuerzas de piso pero con los espectros de diseño sin reducir por dicho parámetro, esto se logra multiplicando las aceleraciones del espectro de respuesta por un valor de sobrerresistencia, que para el ejemplo se tomó un valor igual a 2. La figura 7.2b compara las envolventes descritas antes, pero la línea identificada como *PRP* se calculó reduciendo la respuesta del primero modo con el espectro elástico mencionado. En este caso se muestra que las fuerzas calculadas con el procedimiento propuesto estima razonablemente las fuerzas en todos los niveles



a) Evaluación de las fuerzas de piso con el espectro de la sección 3 de las NTCDS-EG (1993)

Figura 7.2. Evaluación de las fuerzas de diseño para los sistemas de piso del edificio *AC6-06* ubicado en la zona DII en las costas de Acapulco, Guerrero



b) Evaluación de las fuerzas de piso con el espectro sin reducción por sobrerresistencia

Figura 7.2. Evaluación de las fuerzas de diseño para los sistemas de piso del edificio AC6-06 ubicado en la zona DII en las costas de Acapulco, Guerrero (continuación)

7.2. EJEMPLO DE DISEÑO DE SISTEMAS DE PISO DE UN EDIFICIO EN EL DISTRITO FEDERAL

La figura 7.3a muestra el diagrama de cuerpo libre de la planta típica de los edificios estudiados en el capítulo 3. Esta figura muestra las fuerzas actuantes en el sistema de piso cuando es sometido a una aceleración \ddot{U}_i . El valor de P corresponde a la fuerza inercial asociada con la masa de cada panel, de esta forma el sistema de piso estaría sometido a una fuerza inercial, F_{Piso} , igual a $6P$. La figura 7.3b muestra la fuerza de piso para el diseño y los cortantes de las columnas en una elevación lateral en el nivel i . Para obtener la fracción de la fuerza de piso que se transmite en cada columna, R_C , se calcula la diferencia del cortante, V , obtenido del análisis estático de la estructura sismo-resistente en las columnas adyacentes del nivel en estudio.

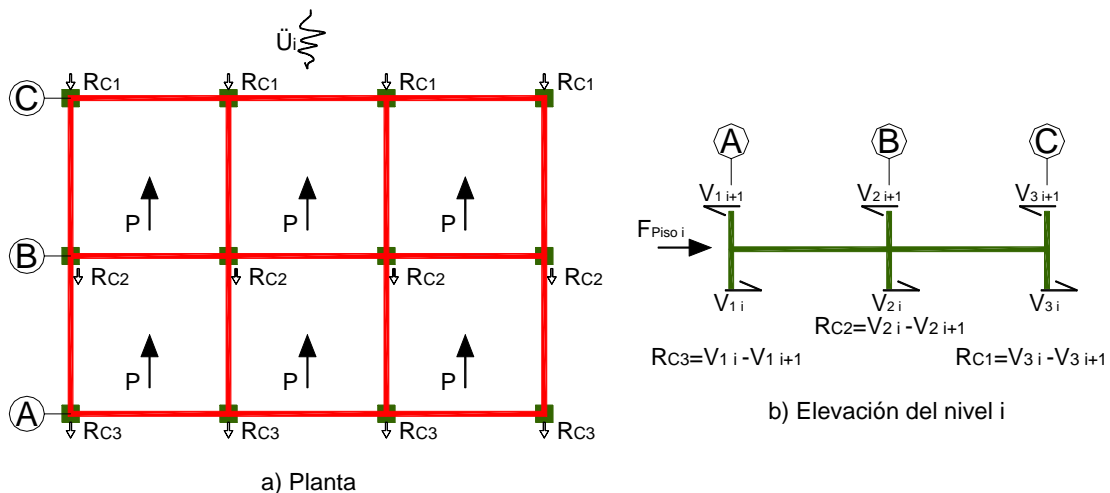


Figura 7.3. Diagrama de cuerpo libre de un sistema de piso

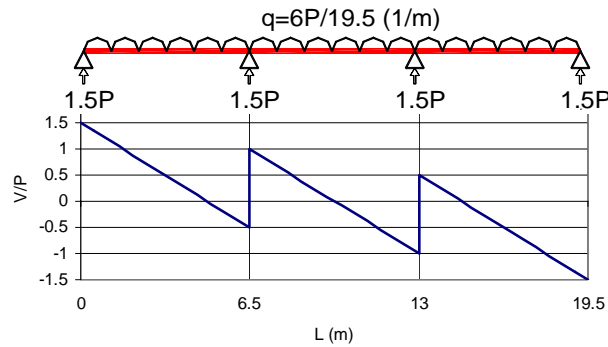
7.2.1. Diseño del sistema de piso con base a la normativa de considerarlo como viga

Las NTC-DC (2004) especifican en la sección 6.6 “Diafragmas y elementos a compresión de contraventeos”, que los diafragmas, como sistemas de piso, “se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma, según su relación claro a peralte. Debe comprobarse que posean suficiente resistencia a flexión en el plano y a cortante en el estado límite de falla, así como que sea adecuada la transmisión de las fuerzas sísmicas entre el diafragma horizontal y los elementos verticales destinados a resistir las fuerzas laterales”. En lo que sigue se emplearán estos requisitos para calcular el acero de refuerzo para el firme, así como la distribución del mismo. En este ejemplo el sistema de piso se considera como una viga continua, definiendo los apoyos en los ejes donde se encuentran los marcos en la dirección del sismo, y las reacciones corresponden a la fracción de la fuerza lateral transmitida a los mismos y se obtienen de los cortantes en las columnas del análisis estático. La figura 7.4 muestra un modelo que se emplearía en la práctica, con el que se representa el sistema de piso, así como los elementos mecánicos de la viga en la que actúa una carga distribuida q . El valor de este parámetro se obtiene como el cociente entre la fuerza del piso y la longitud total de la viga. La fuerza para diseñar el sistema de piso del nivel 16 de acuerdo a las NTC-DS (2004) es $0.471 w_i$ (figura 7.1b), de esta manera:

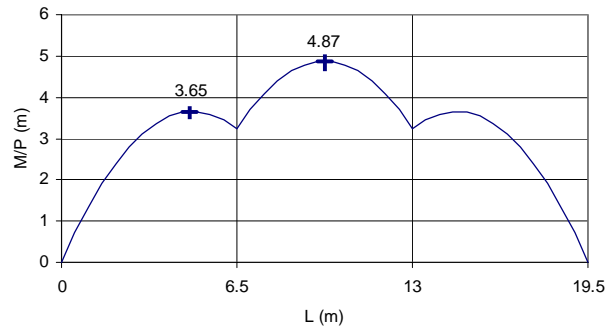
$$6P=0.471 w_i \Rightarrow P=14.0 \text{ ton}$$

Con este valor del parámetro P se obtienen los valores para el momento máximo, ($4.87P$ en la figura 7.4b) igual a 111.5 ton.m. El sistema de piso considerado en los edificios del capítulo 3 fue de concreto prefabricado, por lo que el firme de concreto con espesor e igual a 6 cm es el que resiste el total de las fuerzas sísmicas horizontales generadas en el sistema de piso. Para una sección de viga de ancho 6 cm y peralte efectivo 1200 cm la cuantía de acero requerida por flexión es igual a 0.0004 (que equivale a 2.3cm^2) valor menor que la cuantía mínima especificada para vigas en la sección “2.2.1. Refuerzo mínimo” de las NTC-DC (2004) que corresponde a un valor igual a 0.0026. Con este último valor el área de acero por flexión, A_{S1} , a colocar en el sistema de piso es 18.8cm^2 distribuidos en un longitud, L_f , igual a 2.6 m, como se especifica en la sección “6.1.4 Vigas Diafragma”, esto significa varillas de diámetro, ϕ , 1/2” cada 0.17m (figura 7.5). El cuantía de acero requerida por cortante de acuerdo a las NTC-DC (2004) es 0.0006 (4cm^2), valor menor que el mínimo especificado para cortante, sección “6.5.2.5c Refuerzo mínimo” e igual a 0.0025. Este último valor equivale a un área de malla de refuerzo, A_{S2} , igual a $1.5 \text{ cm}^2/\text{m}$. En la zona de los apoyos el reglamento (sección 6.1.4.4. Dimensionamiento de los apoyos) especifica que “Cerca de cada apoyo se colocarán dos mallas de barras, horizontales y verticales en una zona limitada por un plano horizontal distante del borde inferior de la viga...”, con este requisito se suministra el área de acero A_{S3} igual a $3.0 \text{ cm}^2/\text{m}$ en una distancia L_A . La figura 7.5 muestra la distribución del acero con base en los requisitos de las NTC-DC (2004),

donde se considera al sistema de piso como una viga diafragma. Dado que el diseño fue regido por cuantías mínimas, todos los niveles tendrán la misma distribución del acero.



a) Cortante



b) Momento flector

Figura 7.4. Elementos mecánicos en el sistema de piso considerando el modelo de viga

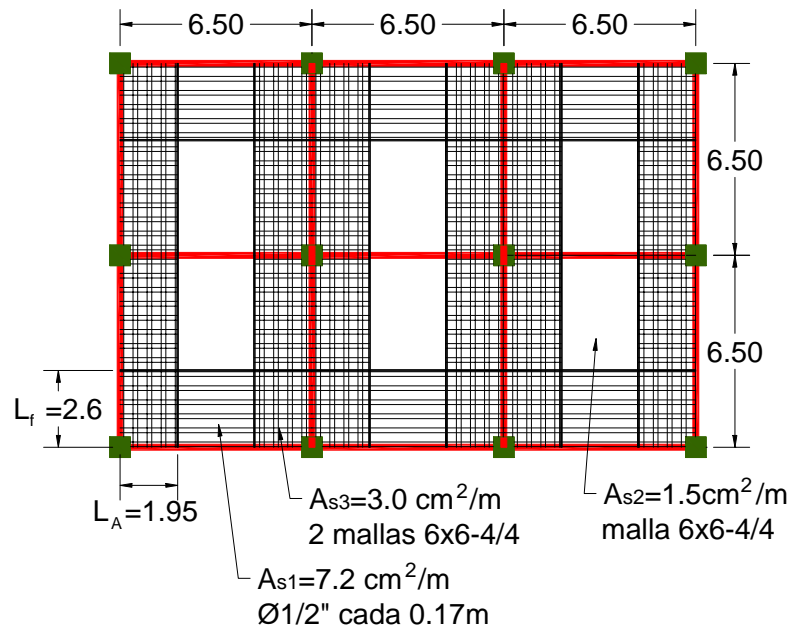


Figura 7.5. Distribución del acero en el sistema de piso considerando el modelo de viga

7.2.2. Diseño del sistema de piso con base en el empleo del modelo de puntal y tirante

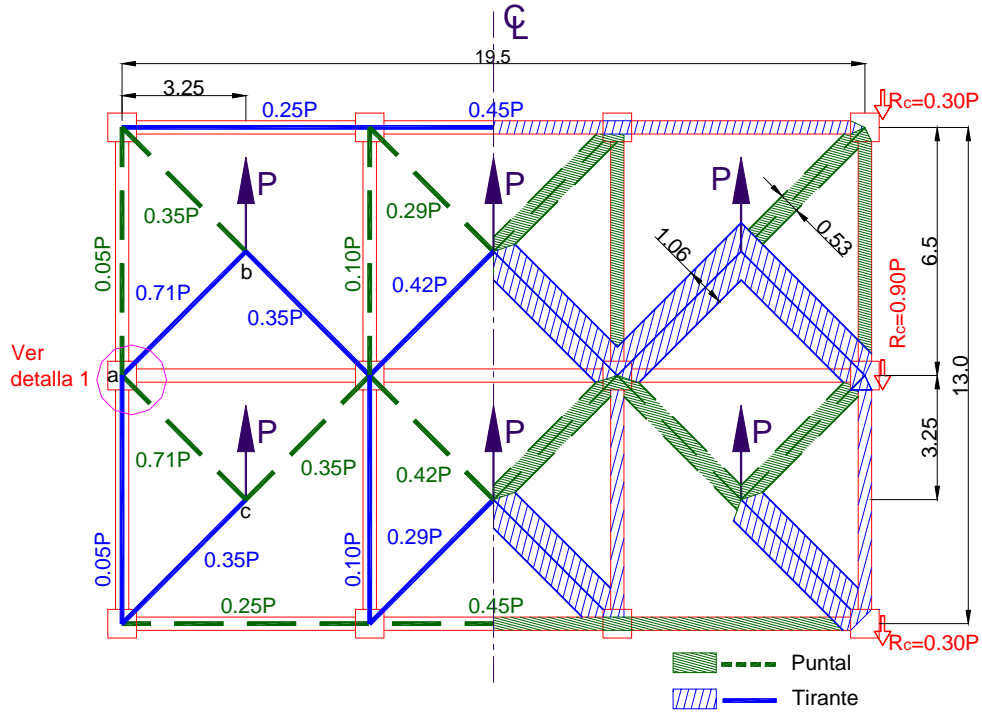
El criterio anterior de considerar el sistema de piso como viga, implica que en el sistema de piso debe considerarse que la resistencia está dada por la contribución del acero y del concreto, situación que no es del todo cierta especialmente en sistemas de piso prefabricado en donde se presentan fisuras en las zonas donde existen las juntas de construcción entre los elementos prefabricados que forman el sistema de piso disminuyendo la contribución de la resistencia del concreto. Debido a lo anterior para el diseño de los sistemas de piso y con el fin de evaluar su resistencia se propone emplear el método del puntal y tirante (Schlaich, 1987). Este es un procedimiento práctico y sencillo para el diseño, y consiste en representar a una estructura de concreto reforzado mediante una armadura formada por puntales de concreto en compresión y tirantes de acero en tensión. Estos elementos se unen en nudos localizados básicamente en los puntos de aplicación de las cargas y en las discontinuidades. Rodríguez y Blandón (2002) mostraron las ventajas de utilizar este procedimiento para el diseño de sistemas de piso, aun cuando no se conoce el punto de aplicación de las cargas, como en el caso de sismo, donde las fuerzas inerciales están distribuidas en la totalidad de la superficie.

La figura 7.6 muestra el modelo del puntal y tirante para el sistema de piso del último nivel del edificio de 16 niveles anteriormente descrito y diseñado con los parámetros $Q=2$, $d_r=0.012$. El sistema de piso considerado en los edificios del capítulo 3 fue de concreto prefabricado, por lo que el firme de concreto de espesor e igual a 6 cm es el que resiste el total de las fuerzas sísmicas horizontales generadas en el sistema de piso. Además, el firme debe transmitir estas fuerzas al sistema lateral resistente del edificio (marcos de concreto). Por lo tanto, la resistencia del sistema de piso a fuerzas sísmicas en su plano, está definida por la resistencia del firme de concreto. El valor mostrado de R_C en las columnas se obtuvo como el cociente entre la diferencia del cortante en la columna (figura 7.3b) y la fuerza lateral aplicada en este nivel para emplear el método estático. De esta forma todas las columnas de un eje horizontal tienen un mismo valor para la fuerza transmitida ya que para el diseño se consideró que el diafragma es rígido.

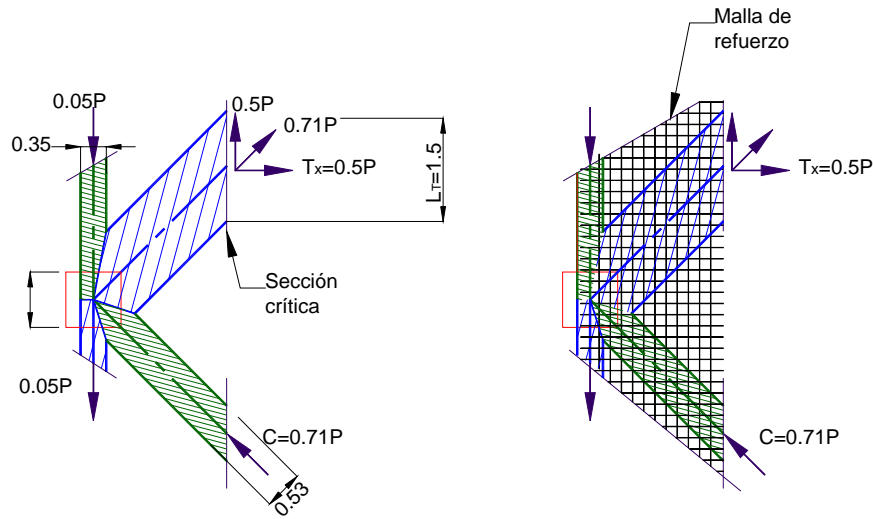
Las dimensiones propuestas para los elementos puntales y tirantes están dadas por las dimensiones de las vigas y columnas de los edificios. De esta forma los tirantes diagonales tendrán un ancho, b , igual a la dimensión diagonal de la columna y los puntales tendrán la mitad de dicha dimensión (figura 7.6a). La figura 7.6b muestra un detalle de la zona crítica donde se presentó el mayor elemento a tensión y que rige el diseño del sistema de piso. La fuerza de diseño para este nivel se obtiene de la figura 7.1b de la envolvente de fuerzas identificada como PRP , cuyo valor es igual a

$0.68w_i$, en donde w_i es el peso asociado a la masa que soporta dicho nivel e igual a 202 ton. Con estos valores entonces

$$F_{\text{piso}}=6P=0.68 w=137.4 \text{ ton} \Rightarrow P=22.9 \text{ ton}$$



a) Modelo empleado para representar las fuerzas de piso



b) Detalle 1

Figura 7.6. Modelo de Puntal y Tirante propuesto y detalle de la zona crítica para el sistema de piso del último nivel de un edificio de 16 niveles en el DF diseñado con parámetros $Q=2$, $dr=0.012$

Para calcular la resistencia a tensión de los tirantes se desprecia la contribución del concreto. Se supone además que el firme estará reforzado únicamente con malla electrosoldada. Las propiedades nominales de los materiales a considerar en el diseño son:

- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de compresión del concreto $f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$

Para la cuantía mínima de acero de refuerzo no se observa congruencia entre lo que especifica la norma y lo que realmente se acostumbra en la práctica. Las NTC-DC (2004) especifican que para diafragmas la cuantía mínima por fuerza cortante, ρ_v , es igual a 0.0025. Sin embargo, el valor de cuantía acostumbrada en la práctica es la que se obtiene para cambios volumétricos de acuerdo a la siguiente expresión de las NTC-DC (2004), sección 5.7

$$a_{s1} = \frac{600x_1}{f_y(x_1 + 100)} = \frac{600 \cdot 6}{5000(6 + 100)} = 0.0068 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

donde x_1 es la dimensión del espesor del firme. Con esta expresión, la cuantía por cambios volumétricos, ρ_T , es igual a 0.0011, mucho menor que el valor correspondiente a ρ_v .

La tensión máxima en el tirante para la componente horizontal T_x , dirección de los alambres de la malla de refuerzo (figura 7.6b) en un ancho de tirante L_T igual a 1.5m es:

$$T_x = 0.5P = 11.45 \text{ ton}$$

Igualando a la tensión resistente $A_s f_y$ se obtiene el área requerida para resistir esta tensión:

$$A_s = 11.45 \text{ ton} / 5 \text{ ton/cm}^2 = 2.29 \text{ cm}^2$$

Lo que equivale a un área requerida en la malla de refuerzo igual a $2.29 \text{ cm}^2 / 1.5 \text{ m} = 1.53 \text{ cm}^2 / \text{m}$ y a una cuantía de acero, ρ_{Req} , igual a 0.0025, que en este caso resulta ser igual al valor de cuantía mínima de cortante, ρ_v . Con el valor del área requerida se debe suministrar una malla 6x6-4/4, la cual tiene un valor del área, $A_{s, Sum}$, igual a $1.68 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

A continuación se verifica la resistencia del puntal, C_R , la cual está dada por el aplastamiento del concreto y se evalúa como

$$f^*c = 0.8 f'_c = 0.28 \text{ ton/cm}^2$$

Con este valor entonces:

$$C_R = FR f^*c b e = 0.7 \cdot 0.28 \text{ ton/cm}^2 \cdot 53 \text{ cm} \cdot 6 \text{ cm} = 62.3 \text{ ton}$$

El valor de la fuerza actuante (figura 7.6b) es igual a $0.71 \cdot P$, y reemplazando el valor del parámetro calculado anteriormente para el parámetro P , la fuerza en el puntal le corresponde un valor igual a 16.3 ton, valor inferior a la resistencia C_R .

Los resultados muestran que la resistencia del sistema de piso está regida por la tensión en los elementos. Efectuando el mismo procedimiento para las fuerzas de piso en los niveles 5 y 10 con valores de $0.504w_i$ y $0.356w_i$, respectivamente (figura 7.1b) y con el mismo modelo de puntal y tirante mostrado en la figura 7.6a, se calcula el área de acero requerida en estos niveles. De esta forma se obtienen tres tipos de malla de refuerzo distribuidas de la siguiente forma, del nivel 1 al 5 la malla $6x6-8/8$, del nivel 6 al 10 la malla $6x6-6/6$ y del nivel 11 al 16 la malla $6x6-4/4$. Los resultados obtenidos se resumen en la tabla 7.1.

Para efectos de comparación y con ayuda del modelo de puntal y tirante se calcula la resistencia del sistema de piso con base a los valores de las cuantías mínimas especificadas en las NTC-DC (2004), ρ_T y ρ_V , y los tres valores de cuantía suministrada de acuerdo con el refuerzo de las mallas obtenidas en el diseño con el modelo del puntal y tirante, ρ_{Sum} .

El valor que rige la resistencia del sistema de piso es la componente horizontal del tirante, $T_x=0.5P$ en la figura 7.6b. La resistencia del tirante se calcula como $\rho_k b e f_y$, Igualando estas dos expresiones se obtiene el valor del parámetro P que define la fuerza resistente del piso, $(F_i/w_i)_k = 6 P$. El subíndice k representa la condición para la cual se obtiene la resistencia, es decir, el valor de los subíndices T , V y Sum corresponden a las cuantías por temperatura, cortante y suministrada, respectivamente.

La figura 7.7 muestra tres valores de resistencia en los sistemas de piso obtenidos con el procedimiento del modelo de puntal y tirante para los niveles 5, 10 y 16 (tabla 7.1). Esta figura compara los valores obtenidos de la resistencia en el sistema de piso, con las diferentes cuantías mencionadas, con las envolventes de las fuerzas de piso obtenidas del análisis tiempo-historia (capítulo 3) identificada como TEO , y con las envolventes para la evaluación de las fuerzas de diseño con base a las NTC-DS (2004), identificada como NTC , y la envolvente con el procedimiento propuesto, identificada como PRP . Los resultados de la figura muestran que considerar solo la cuantía, ρ_T , subestima la resistencia del orden de 4 veces las fuerzas actuantes en el sistema de piso en los niveles superiores. La resistencia evaluada con cuantía, ρ_V , en este caso da un buen resultado en los niveles superiores, pero sobreestima los resultados en los niveles inferiores. Estos resultados muestran la necesidad de diseñar los sistemas de piso de acuerdo con las fuerzas actuantes y no considerar únicamente las cuantías mínimas, situación acostumbrada en la práctica constructiva. Esto se aprecia

en la figura 7.7 donde el acero suministrado, ρ_{Sum} , varia en diferentes niveles, logrando un diseño seguro y económico.

Tabla 7. 1. Resumen del diseño de los sistemas de piso con el modelo del puntal y tirante

<i>Nivel</i>	5	10	16
F_i/w_i (g)	0.356	0.504	0.682
P (ton)	12.0	17.0	23.0
T_x (Ton)	6.0	8.5	11.5
C (Ton)	8.5	12.1	16.3
ρ_{Req}	0.0013	0.0019	0.0026
As (cm ² /m)	0.8	1.13	1.53
<i>Malla</i>	6x6-8/8	6x6-6/6	6x6-4/4
ρ_{Sum}	0.0015	0.0020	0028
$(F_i/w_i)_{Sum}$ (g)	0.40	0.53	0.75
$(F_i/w_i)_T$ (g)	0.29	0.29	0.29
$(F_i/w_i)_V$ (g)	0.67	0.67	0.67

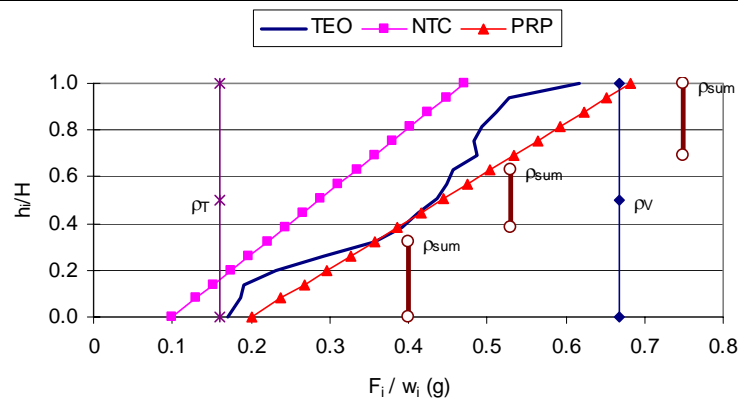


Figura 7. 7. Comparación de las fuerzas de piso en el edificio de 16 niveles ubicado en el DF y diseñado con parámetros $Q=2$, $d_r=0.012$

7.3. EJEMPLO DE DISEÑO DE SISTEMAS DE PISO DE UN EDIFICIO EN ACAPULCO, GUERRERO

Para el diseño del sistema de piso de este edificio se empleará el mismo modelo de puntal y tirante mostrado en la figura 7.6a dado que la planta mostrada en la figura 7.3 es típica de los edificios estudiados en el capítulo 3. De esta forma el procedimiento para diseñar el sistema de piso es igual al mostrado en la sección anterior, por lo cual el resumen de los resultados se muestra en la tabla 7.2. Para efectos de comparación, y con ayuda del modelo de puntal y tirante se calcula la resistencia del sistema de piso con base a los valores de las cuantías mínimas ρ_T y ρ_V , y la cuantía suministrada de acuerdo al diseño, ρ_{Sum} , la comparación se muestra gráficamente en la figura 7.8, con las fuerzas de piso obtenidas del análisis no lineal tiempo historia descrito en el capítulo 3.

Tabla 7. 2. Resumen del diseño de los sistemas de piso con el modelo del puntal y tirante

<i>Nivel</i>	6
<i>F_i/w_i (g)</i>	0.795
<i>P (ton)</i>	26.8
<i>T_x (Ton)</i>	13.4
<i>C (Ton)</i>	19.02
<i>ρ_{Req}</i>	0.0030
<i>As (cm²/m)</i>	1.8
<i>Malla</i>	6x6-4/4
<i>ρ_{Sum}</i>	0.0028
<i>(F_i/w_i)_{Sum} (g)</i>	0.75
<i>(F_i/w_i)_T (g)</i>	0.29
<i>(F_i/w_i)_V (g)</i>	0.67

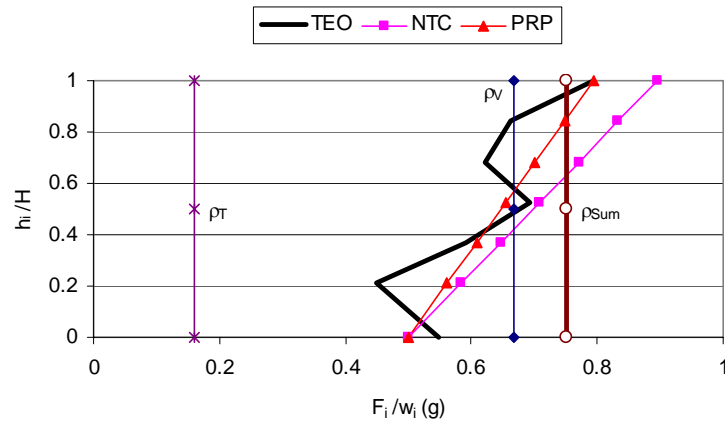


Figura 7. 8. Comparación de las fuerzas de piso en el edificio de 6 niveles ubicado en las costas de Acapulco y diseñado con parámetros $Q=2$, $dr=0.006$

Los resultados de la figura anterior muestran que considerar solo la cuantía, ρ_T , subestima la resistencia del orden de 5 veces las fuerzas actuantes en el sistema de piso en los niveles superiores. La resistencia evaluada con cuantía, ρ_V , en este caso mostró ser deficiente en los niveles superiores. Los resultados del diseño del sistema de piso a partir de la ecuación 6.1 propuesta para la evaluación de las fuerzas en los sistemas de piso, así como del empleo del modelo del puntal y tirante para calcular el refuerzo requerido muestran ser razonables, ya que el diseño del sistema de piso se realizó con fuerzas que predicen las acciones contra sismo razonablemente y valores para la cuantía de acero que corresponden a dichas fuerzas.

7.4. MODELO SIMPLIFICADO DE PUNTAL Y TIRANTE

La figura 7.6a muestra un modelo de puntal y tirante en el cual las acciones críticas se encuentran en las zonas laterales. Este es un modelo más elaborado y en el cual se consideran las fracciones de la fuerza lateral que el sistema de piso transfiere al sistema sismo-resistente con base en los cortantes en las columnas. La figura 7.9 muestra un modelo más sencillo de puntal y tirante el cual utiliza los mismos puntos de aplicación de las cargas y donde se considera que el firme está sometido únicamente a tensión, la cual es la situación más desfavorable. Los modelos son similares dado que la dirección de los elementos es igual, por ello, el elemento crítico y que rige el diseño sigue siendo el tirante con un valor igual a $0.71P$, por lo cual el diseño de los sistemas de piso con este modelo de puntal y tirante resulta ser igual a los realizados con el modelo más elaborado de la figura 7.6a. La situación anterior muestra una ventaja ya que este modelo puede ser empleado en aquellos sistemas de piso en donde el sistema sismo-resistente es a base de marcos.

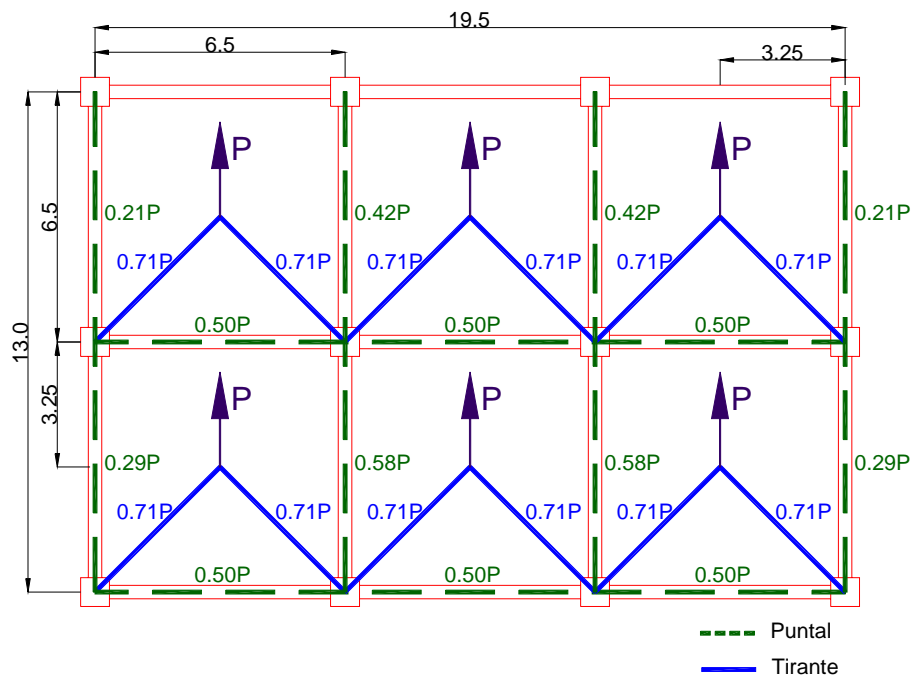


Figura 7.9. Modelo de puntal y tirante alterno

8. CONCLUSIONES

En este trabajo se estudia el comportamiento sísmico de sistemas de piso en edificios, considerando el efecto de las fuerzas sísmicas actuando en el plano del diafragma. Los edificios analizados corresponden a estructuras de varios niveles a base de marcos y del sistema dual, los cuales respondieron en el intervalo inelástico. La información utilizada en el estudio corresponde a los resultados de edificios diseñados con base en los reglamentos de construcción para el Distrito Federal y para el Estado de Guerrero, así como a los resultados experimentales en dos edificios ensayados en mesa vibradora en el Instituto de Ingeniería de la UNAM y a la información experimental recopilada de cuatro ensayos de edificaciones a pequeña escala realizados en mesa vibradora en la Universidad de Illinois (EEUU). El análisis de los resultados encontrados en el estudio conduce a las siguientes conclusiones:

1. Los sistemas de piso en edificios deben transferir las fuerzas inerciales originadas por sismos al sistema sismo-resistente. Es recomendable que esta transferencia de fuerzas se lleve a cabo sin daños en el sistema de piso, es decir, que la disipación de energía se presente principalmente en los elementos diseñados para este fin, tales como vigas, muros y columnas.
2. Los estudios realizados en esta investigación en diferentes edificios que respondieron en el intervalo inelástico, mostraron que se presenta una reducción de las fuerzas de piso, respecto a la respuesta elástica, que afecta principalmente la respuesta del primer modo de vibrar de la estructura. La contribución de los modos superiores a las fuerzas de piso durante la respuesta inelástica prácticamente es del tipo elástica.
3. La reducción mencionada de la respuesta del primer modo debido a comportamiento inelástico, se encontró también en el análisis de los resultados experimentales de los dos edificios ensayados en mesa vibradora en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.
4. La comparación de los resultados experimentales con los resultados analíticos tiempo-historia de los diferentes edificios estudiados mostró una correlación aceptable, por lo que se considera que el procedimiento analítico empleado en este estudio para predecir la respuesta sísmica puede llevar a resultados confiables cuando se extrapole a procedimientos de diseño.
5. Se encontró que la expresión para la evaluación de las fuerzas de diseño de los sistemas de piso en su plano, especificada por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo para el DF y para el Estado de Guerrero, subestiman el valor de las fuerzas originadas por un sismo considerado de diseño.

-
6. En este trabajo se propone un procedimiento aplicable al proceso de diseño sísmico de edificios con el fin de evaluar las fuerzas sísmicas de piso. La comparación de resultados de aplicar este procedimiento en los obtenidos experimentalmente y en análisis tiempo-historia de edificios seleccionados en este estudio mostró una correlación aceptable. Para el caso particular de edificios ubicados en el Distrito Federal, además del empleo del procedimiento propuesto, se sugiere emplear los espectros especificados en el Apéndice A de las NTC-DS (2004)
 7. Este estudio se enfoca principalmente a sistemas de piso de concreto prefabricado, sin embargo, la predicción de demandas de fuerzas de piso propuesta en este trabajo es aplicable a otro tipo de estructuras, como las de acero, e incluso a aquellas de concreto reforzado coladas en sitio.
 8. Los requisitos de las NTCDC (2004) en la sección 6.6 “Diafragmas y elementos a compresión de contraventeos” que aplican a sistemas de piso, especifican que “los diafragmas se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma, según su relación claro a peralte”. Se propone cambiar este requisito de diseño, ya que este tipo de elementos deben analizarse con otros criterios, que permitan conocer las secciones críticas de los sistemas de piso y reforzarlos adecuadamente con base en valores específicos de las fuerzas sísmicas de diseño actuantes en el sistema de piso.
 9. El criterio de diseñar el firme de los sistemas de piso prefabricados únicamente por cambios volumétricos, está del lado de la inseguridad, lo que puede llevar al colapso de la estructura o a daños relevantes del sistema de piso durante sismos severos. Se recomienda que este diseño se lleve a cabo con los procedimientos de evaluación de demanda y capacidad propuestos en este trabajo para el diseño sísmico de sistemas de piso.
 10. Se propone el empleo del método del puntal y tirante como herramienta básica para el dimensionamiento de sistemas de piso en edificios sismo-resistentes. Este método es de fácil aplicación, con el cual es posible diseñar razonablemente los sistemas de piso, así como distribuir el acero de refuerzo en las zonas que más lo requieran. Este método tiene la cualidad que muestra las trayectorias de fuerzas y las zonas donde éstas se concentran.

9. RECONOCIMIENTO

Esta investigación fue patrocinada por el Instituto de Ingeniería (UNAM) y CONACYT (proyecto 1085PA). Se agradece la colaboración del personal del Instituto de Ingeniería (I de I).

Eterna gratitud al Dr. Mario E. Rodríguez por su dirección, apoyo y confianza a lo largo de todos estos años, por creer en mí y por enseñarme a que cada día se puede ser mejor.

A los Drs. Luís Esteva Maraboto, Roberto Meli Piralla, Mario Ordaz Schroeder, Amador Terán Gilmore, Oscar López Batiz y José Restrepo Posada por su revisión y comentarios durante la realización y corrección de este trabajo.

Se agradece al Dr. M Aschheim, profesor de la Universidad de Santa Clara, California y a la Biblioteca de la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign por permitir el acceso a la información requerida para este trabajo.

10. REFERENCIAS

1. Abrams D. y Sozen M. (1979) "Experimental Study of Frame-Wall Interaction in Reinforced Concrete Structures Subjected to Strong Earthquake Motions" Report on a Research Project. University of Illinois at Urbana-Champaign, Mayo 1979
2. ACI Committe 318 (1995) "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95)". American Concrete Institute, U.S.A
3. Bernal, D. (1982). "Relaciones entre la ductilidad de diseño y las rotaciones plásticas en las secciones críticas de marcos de concreto". Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM. diciembre
4. Bertero V, Anderson J y Krawinkler H.(1994) "Performance of Steel Buildings Structures During the Northridge Earthquake", Report N° UBC/EERC-94/09, University of California at Berkley, agosto
5. Bull D, Park R, Elliot D, Park A (1995) "Simulated Seismic Loading of Gravity or Secondary Concrete Frames". Journal New Zealand Concrete Construcción, octubre-diciembre,
6. Carr, A. (1998) "RUAUMOKO, Computer Program Library". University of Canterbury, Department of Civil Engineering
7. Chopra, A., (2001) "Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering." Second Edition. Prentice Hall, Inc, Upper Saddle River, New Jersey, USA.
8. Clough A y Penzien J. (1993) "Dynamics of Structures", Segunda edición, Mc Graw Hill. U.S.A
9. Dodd, L.L., y Restrepo-Posada, J. I., (1995) "Model for Predicting Cyclic Behaviour of Reinforcing Steel", Journal of Structural Engineering, Vol 121, No.3, Marzo 1995, pp 433-445
10. Drysdale y Baker. (1994). "Mansory Structures Behavior and Desing". Prentice Hall
11. Eberhard M y Sozen M (1989) "Experiments and Analyses to Study the Seismic Response of Reinforced Concrete Frame-Wall Structures with Yielding Columns". Structural Research Series No. 460, A Report to the National Science Foundation. University of Illinois at Urbana-Champaign, septiembre 1989.
12. Elgamal, A., 2005, Web Page <http://webshaker.ucsd.edu/homework/CrossbowDataLogger.pdf>
13. Elliot, KS, Davies, G y Omar, W. (1992) "Experimental and Theoretical Investigacion of Precast Concrete Hollow-Cored Slabs Used as Horizontal Floor Diaphragms". The Structural Engineer, Vol 70, N° 10
14. Fleischman, Sause, Pessiki y Rhodes. (1998) "Seismic Behavior of Precast Parking Structure Diaphragms". PCI Journal, enero-febrero

-
15. Guidelines for the Use of Structural Precast Concrete in Buildings, Report of a Study Group of the New Zealand Concrete Society and the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Center for Advanced Engineering, University of Canterbury, Christchurch, Nueva Zelandia, 1991.
 16. Hall, J.F. (1995) "Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report, Vol.1, Earthquake Spectra, Supplement C to Volume 11, Publication 95-03
 17. Jaramillo, J. (2000) "SERIES, Programa de cómputo".
 18. Kao, G, (1998) "Design and Shake-Table Tests of a Four-Storey Miniature Structure Built with Replaceable Plastic Hinges". M.E. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch
 19. Kunnath S, Panahshani N y Reinborn A. (1991) "Seismic Response of RC Buildings whit Inelastic Floor Diaphragms". ASCE Journal of Structural Engineering, Vol 117, N°4, abril
 20. Mahin, S y Bertero, V. (1976) "Problems in Establishing and Predictivity Ductility in Structural Desin", Procs of the international Symposium on Earthquake Structural Engineering. San Luis, Missouri
 21. NTCDC (1993) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México DF
 22. NTCDC (2004) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México DF
 23. NTC-DS (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México DF
 24. NTCDS-EG (1993), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México DF
 25. Park R,y Paulay T. (1975) "Estructuras de Concreto Reforzado". México, Editorial Limusa, 8ª impresión
 26. Priestley, M.J.N., Sritharan S, Conley J y Pampanin S., (1999) "Preliminary Results and Conclusions from the PRESS Four-Story Precast Concrete Test Building" PCI Journal, noviembre-diciembre

27. RCDF93 (1993). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F.
28. Rodríguez M y Blandón J. (2002) “Ensayes ante Cargas Laterales Cíclicas Reversibles de una Estructura Prefabricada de Concreto Reforzado de dos Niveles y Recomendaciones de Diseño”. Publicación Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No 627, marzo
29. Rodriguez, M; Restrepo, JI y Carr, AJ (2002) “Earthquake induced floor horizontal accelerations in buildings”, Earthquake Engineering - Structural Dynamics, 31 693-718
30. Rodriguez, M; Restrepo, JI y Blandón, J (2005) “Shaking Table Tests of a Four-Story Miniature Steel Building – Model Validation”, a publicarse en Earthquake Spectra
31. Schlaich, J , Schaefer K. y Jennewein M., (1987) “Towards a Consistant Design of Structural Concrete”. Journal Prestressed Concrete Institute, vol 32, N°3, pp 74-150, mayo-junio
32. UBC 1994, Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, California
33. Wallace, J (1989), “BIAX User Manual”. A Computer for the Analisis of Reinforced Concrete Sections. University of California at Berkeley. Julio
34. Wood S, Stanton J, Hawkins N, (2000), “New Seismic Design Provisions for Diaphragms un Precast Concrete Parking Structures”. PCI Journal, enero-febrero

APENDICE A. REFUERZO DE VIGAS Y COLUMNAS PARA EDIFICIOS DISEÑADOS EN EL DF Y COSTAS DE ACAPULCO

En esta parte del trabajo se muestra la distribución del acero en los elementos estructurales con base en el diseño y que se utilizan para determinar las propiedades de rigidez y resistencia.

Tabla A1. Refuerzo en vigas edificios con, Q=2. Diseñados para el DF

Nombre	dr	Nivel	Refuerzo superior	Cuantía ^(a)	Refuerzo inferior	Cuantía ^(a) (%)
DF6-06	0.006	1-3	4-1”+1-3/4”	0.014	2-1”+3-3/4”	0.011
		4-6	2-1”+3-3/4”	0.011	2-1”+1-3/4”	0.008
DF12-06	0.006	1,5,6	8-1”	0.017	8-1”	0.017
		2-4	6-1¼	0.02	6-1¼	0.02
		7-9	2-1¼”+3-1”	0.013	2-1¼”+3-1”	0.013
		10-12	6-3/4”	0.007	6-3/4”	0.007
DF16-06	0.006	1,6-8	4-1¼”+5-1”	0.020	4-1¼”+5-1”	0.020
		2-5	4-1¼”+6-1”	0.021	4-1¼”+6-1”	0.021
		9-11	3-1¼”+5-1”	0.018	3-1¼”+5-1”	0.018
		12-14	3-1¼”+2-1”	0.012	3-1¼”+2-1”	0.012
		15-16	3-1”	0.005	3-1”	0.005
DF6-12	0.012	1-2	2-1¼+2-1”	0.023	2-1¼+2-1”	0.023
		3-4	3-1¼”	0.021	4-1”	0.018
		5-6	4-1”	0.018	2-1”	0.009
DF12-12	0.012	1,7-8	4-1¼”	0.014	4-1¼”	0.014
		2-6	5-1¼”	0.017	5-1¼”	0.017
		9-10	4-1”	0.009	4-1”	0.009
		11-12	3-1”	0.007	3-1”	0.007
DF16-12	0.012	1,7-9	3-1¼+3-1”	0.018	3-1¼+3-1”	0.018
		2-6	5-1¼+1-1”	0.020	5-1¼+1-1”	0.020
		10-12	3-1¼+1-1”	0.014	3-1¼+1-1”	0.014
		13-16	2-1¼+2-1”	0.012	2-1¼+2-1”	0.012

^(a) relación entre el área de refuerzo a tensión y área efectiva de la sección

^(b) relación entre el área total de refuerzo y área transversal de la sección

Tabla A2. Refuerzo en vigas edificios con, Q=2. Diseñados para las costas de Acapulco

Nombre	dr	Nivel	Refuerzo superior	Cuantía ^(a)	Refuerzo inferior	Cuantía ^(a) (%)
AC6-06	0.006	1-3	4-1''+2-3/4''	0.016	3-1''+3-3/4''	0.014
		4-6	3-1''+3-3/4''	0.014	2-1''+1-3/4''	0.008
AC12-06	0.006	1,5,6	8-1''	0.017	8-1''	0.017
		2-4	6-1¼	0.02	6-1¼	0.02
		7-9	2-1¼''+3-1''	0.013	2-1¼''+3-1''	0.013
		10-12	6-3/4''	0.007	6-3/4''	0.007
AC16-06	0.006	1,6-8	8-1''	0.017	8-1''	0.017
		2-5	6-1¼	0.02	6-1¼	0.02
		9-11	2-1¼''+3-1''	0.013	2-1¼''+3-1''	0.013
		12-14	6-3/4''	0.007	6-3/4''	0.007
		15-16	6-3/4''	0.007	6-3/4''	0.007
AC6-12	0.012	1-2	3-1''+3-3/4''	0.020	3-1''+3-3/4''	0.020
		3-4	4-1''	0.018	4-1''	0.018
		5-6	3-1''	0.014	2-1''	0.009
AC12-12	0.012	1,5-6	5-1''	0.015	5-1''	0.015
		2-4	4-1¼''	0.019	4-1¼''	0.019
		7-9	4-1''+1-3/4''	0.014	2-1''+3-3/4''	0.011
		10-12	2-1+3-3/4''	0.011	2-1''+1-3/4''	0.08
AC16-12	0.012	1,7-9	2-1¼+3-1''	0.019	2-1¼+3-1''	0.019
		2-6	2¼+4-1''	0.021	2¼+4-1''	0.021
		10-12	2-1¼+1-1''	0.012	2-1¼+1-1''	0.012
		13-16	3-1''+1-3/4''	0.010	3-1''+1-3/4''	0.010

^(a) relación entre el área de refuerzo a tensión y área efectiva de la sección

^(b) relación entre el área total de refuerzo y área transversal de la sección

Tabla A3. Refuerzo en vigas edificios con $dr = 0.012$, $Q=4$. Diseñados para el DF

Nombre	Nivel	Refuerzo superior	Cuantía ^(a)	Refuerzo inferior	Cuantía ^(a) (%)
DF6n-12	1-3	3-1''+2-3/4''	0.019	1-3	3-1''+2-3/4''
	4-6	2-1''+2-3/4''	0.014	4-6	2-1''+2-3/4''
DF12n-12	1,5-6	5-1''	0.015	1,5-6	5-1''
	2-4	4-1¼''	0.019	2-4	4-1¼''
	7-9	4-1''	0.012	7-9	4-1''
	10-12	4-3/4''	0.007	10-12	4-3/4''

^(a) relación entre el área de refuerzo a tensión y área efectiva de la sección

^(b) relación entre el área total de refuerzo y área transversal de la sección

Tabla A4. Refuerzo en columnas edificios diseñados para el DF

Nombre	dr	Columnas exteriores			Columna interior		
		Nivel	Refuerzo ^(a)	Cuantía ^(b)	Nivel	Refuerzo ^(a)	Cuantía ^(b)
DF6-06	0.006	1-6	12-1''	0.012	1-6	12-1''	0.012
DF12-06	0.006	1-2	28-1¼''	0.031	1-2	20-1¼''	0.022
		3-5	20-1''	0.014	3-5	20-1''	0.014
		6-12	16-1''	0.011	6-12	16-1''	0.011
DF16-06	0.006	1-3	20-1¼+4-1''	0.022	1-16	12-1¼''	0.012
		4-16	12-1¼''	0.012			
DF6-12	0.012	1-6	4-1¼+4-1''	0.017	1-6	4-1¼+8-1''	0.023
DF12-12	0.012	1-4	24-1¼''	0.030	1-4	24-1''	0.019
		5-8	20-1¼''	0.025	5-8	20-1''	0.016
		9-12	16-1¼''	0.020	9-12	16-1''	0.013
DF16-12	0.012	1-3	28-1¼''	0.039	1-7	16-1¼''+8-1''	0.030
		4-11	16-1¼''+8-1''	0.030	8-16	4-1¼''+8-1''	0.013
		12-16	4-1¼''+8-1''	0.013			

^(a) Número total de barras distribuidas uniformemente por cara

^(b) relación entre el área total de refuerzo y área transversal de la columna

Tabla A5. Refuerzo en columnas edificios con $dr=0.012$, $Q=4$. Diseñados para el DF

Nombre	Columnas exteriores			<i>Columna interior</i>		
	Nivel	Refuerzo ^(a)	Cuantía ^(b)	Nivel	Refuerzo ^(a)	Cuantía ^(b) (%)
DF6n-12	1	4-3/4"+8-5/8"	0.017	1	4-3/4"+8-5/8"	0.017
	2-4	4-3/4"+4-5/8"	0.008	2-4	4-3/4"+4-5/8"	0.008
	5-6	4-5/8"+4-1/2"	0.007	5-6	4-5/8"+4-1/2"	0.007
DF12n-12	1	20-1¼"	0.032	1	20-1¼"	0.032
	2-3	4-1¼"+16-1"	0.023	2-4	4-1¼"+16-1"	0.023
	4-6	16-1"	0.016	5-6	16-1"	0.016
	7-8	20-3/4"	0.012	7-9	20-3/4"	0.012
	9-12	20-5/8"	0.008	10-12	20-5/8"	0.008

^(a) Número total de barras distribuidas uniformemente por cara

^(b) relación entre el área total de refuerzo y área transversal de la columna

Tabla A6. Refuerzo en columnas edificios con $dr=0.006$. Diseñados para Acapulco

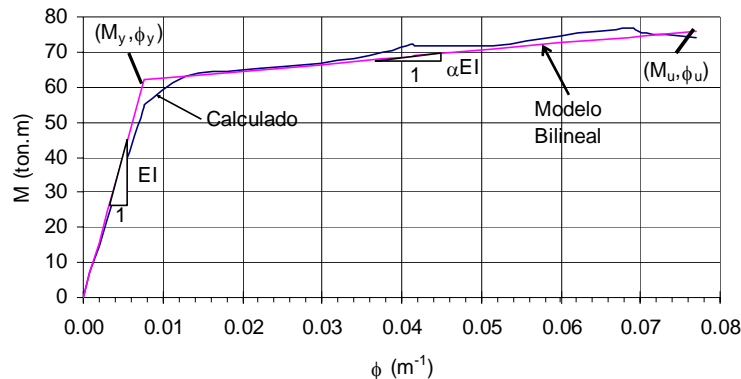
Nombre	dr	Columnas exteriores			<i>Columna interior</i>		
		Nivel	Refuerzo ^(a)	Cuantía ^(b)	Nivel	Refuerzo ^(a)	Cuantía ^(b)
AC6-06	0.006	1-6	16-1"	0.016	1-6	16-1"	0.016
AC12-06	0.006	1-2	28-1¼"	0.031	1-2	20-1¼"	0.022
		3-5	20-1"	0.014	3-5	20-1"	0.014
		6-12	16-1"	0.011	6-12	16-1"	0.011
AC16-06	0.006	1-3	20-1¼"	0.020	1-16	12-1¼"	0.012
		4-16	12-1¼"	0.012			
AC6-12	0.012	1-6	4-1¼"+4-1"	0.017	1-6	4-1¼"+8-1"	0.023
AC12-12	0.012	1-12	12-1¼"	0.019	1-12	12-1¼"	0.019
AC16-12	0.012	1-4	8-1¼"+8-1"	0.021	1-8	12-1¼"	0.019
		5-10	12-1¼"	0.019	8-16	12-1"	0.012
		11-16	12-1"	0.012			

^(a) Número total de barras distribuidas uniformemente por cara

^(b) relación entre el área total de refuerzo y área transversal de la columna

APENDICE B. RESULTADOS DEL ANALISIS MOMENTO-CURVATURA PARA LOS EDIFICIOS DISEÑADOS

El momento de inercia y los momentos de fluencia para los elementos estructurales del espécimen se determinaron empleando los diagramas momento-curvatura, obtenidos con el programa de cómputo BIAX (Wallace, 1989). La figura B corresponde a una curva típica obtenida de los resultados del programa. En esta figura se indican las pendientes de las curvas momento-rotación requeridas por el programa *Ruaumoko* a partir de la representación bilineal del diagrama momento-curvatura. Este modelo bilineal se definió tomando en cuenta de manera aproximada el criterio energético de igualar áreas bajo las curvas, el problema se dificulta si la curva no tiene la forma correspondiente a una representación bilineal. Tomando en cuenta estas restricciones, en esta investigación se sigue un criterio propuesto por otros investigadores para definir el punto de fluencia en una sección. Este criterio se basa en igualar el área bajo la curva momento-curvatura con el área bajo la curva bilineal (Mahin et al., 1976). Las tablas B1 a la B14 muestran para cada edificio descrito en el capítulo 3 y la distribución de acero mostrada en el Apéndice A, los valores obtenidos de este análisis como son: la rigidez inicial EI y la rigidez del segundo tramo definida como αEI , donde α es la fracción de EI que define la rigidez de este tramo. También muestra el valor de inercia reducida, I , así como la relación respecto a la inercia total de la sección, I_g , además muestran los momentos de fluencia y último, M_y y M_u , respectivamente, para las secciones a cara de columna de las vigas.



M_y, ϕ_y : Momento y curvatura de fluencia

M_u, ϕ_u : Momento y curvatura últimos

$EI, \alpha EI$: Pendientes de la curva bilineal

Figura B. Curva típica del diagrama momento curvatura

Tabla B.1. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 6 niveles $\delta_r=0.012$. DF6-12

Elemento	Niveles	A (m^2)	$I \times 10^{-3}$ (m^4)	I/I_g	α	M_Y^* ($ton \cdot m$)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B ($ton \cdot m$)	P_B (ton)
Columna exterior	1-2	0.300	4.20	0.551	0.042	70.0	790.0	388.0	85.0	246.7
Columna exterior	3-4	0.300	3.60	0.472	0.027	70.0	790.0	388.0	85.0	246.7
Columna exterior	5-6	0.300	3.00	0.393	0.027	70.0	790.0	388.0	85.0	246.7
Columna interior	1-2	0.300	6.30	0.826	0.064	89.0	870.0	540.0	99.0	276.7
Columna interior	3-4	0.300	5.50	0.721	0.056	89.0	870.0	540.0	99.0	276.7
Columna interior	5-6	0.300	4.80	0.629	0.046	89.0	870.0	540.0	99.0	276.7
Viga	1-2	0.125	1.59	0.610	0.035	62.0				
Viga	3-4	0.125	1.13	0.43	0.025	38.0				
Viga	5-6	0.125	0.77	0.298	0.024	25.0				

Sección columnas 0.55x0.55 mxm

Sección vigas 0.25x0.50

$E=2700000 \text{ ton/m}^2$

$q=2.60 \text{ ton/m}$

* En columnas corresponde al caso de carga axial nula

Tabla B.2. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 6 niveles $\delta_r=0.006$. DF6-6

Elemento	Niveles	A (m^2)	$I \times 10^{-3}$ (m^4)	I/I_g	α	M_Y^* ($ton \cdot m$)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B ($ton \cdot m$)	P_B (ton)
Columna exterior	1-3	0.490	7.00	0.350	0.027	110.0	1670.0	454.0	184.0	500
Columna	4-6	0.490	5.70	0.285	0.035	110.0	1670.0	454.0	184.0	500
Columna interior	1-3	0.490	1.04	0.520	0.012	110.0	1670.0	454.0	184.0	500
Vigas	2-3	0.18	3.30	0.611	0.018	52.0				
Vigas	4-6	0.180	2.30	0.426	0.018	41.5				

Sección columnas 0.70x0.70 mxm

Sección vigas 0.30x0.60

$E=2700000 \text{ ton/m}^2$

$q=2.60 \text{ ton/m}$

* En columnas corresponde al caso de carga axial nula

Tabla B.3. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 12 niveles $\text{dr}=0.012$. DF12-12

Elemento	Niveles	A (m^2)	$I \times 10^{-3}$ (m^4)	I/I_g	α	M_Y^* ($\text{ton}\cdot\text{m}$)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B ($\text{ton}\cdot\text{m}$)	P_B (ton)
Columna exterior	1-3	0.490	14.00	0.700	0.062	180.0	1400.0	861.0	201.0	433.3
Columna exterior	4-7	0.490	15.00	0.750	0.034	180.0	1400.0	861.0	201.0	433.3
Columna exterior	8-9	0.490	14.00	0.700	0.038	180.0	1400.0	861.0	201.0	433.3
Columna exterior	10-12	0.490	10.50	0.525	0.012	180.0	1400.0	861.0	201.0	433.3
Columna interior	1-3	0.490	18.00	0.900	0.105	190.0	1430.0	947.0	210.0	454.3
Columna interior	4-6	0.490	16.00	0.800	0.057	190.0	1430.0	947.0	210.0	454.3
Columna interior	7-9	0.490	14.80	0.740	0.049	190.0	1430.0	947.0	210.0	454.3
Columna interior	10-12	0.490	13.10	0.655	0.004	190.0	1430.0	947.0	210.0	454.3
Vigas	2-4	0.195	5.22	0.760	0.0398	135				
Vigas	1,5-6	0.195	6.17	0.898	0.032	130.0				
Vigas	7-9	0.195	4.81	0.701	0.027	109.0				
Vigas	10	0.195	3.80	0.553	0.028	67.0				
Vigas	11-12	0.195	2.80	0.408	0.023	46.0				

Sección columnas 0.70x0.70 mxm

Sección vigas 0.30x0.65

$E=2700000 \text{ ton/m}^2$

$q=2.60 \text{ ton/m}$

* En columnas corresponde al caso de carga axial nula

Tabla B.4. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 12 niveles $\delta_r=0.006$. DF12-6

Elemento	Niveles	A (m^2)	$I \times 10^{-3}$ (m^4)	I/I_g	α	M_Y^* ($ton \cdot m$)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B ($ton \cdot m$)	P_B (ton)
Columna exterior	1-2	0.723	35.00	0.804	0.063	340	2334	1657	413	678
Columna	3-5	0.723	33.30	0.766	0.047	193	1848	758	274	550
Columna	6-12	0.723	20.70	0.476	0.038	170	1777	606	251	522
Columna interior	1-2	0.723	31.80	0.731	0.066	264	2095	1183	340	629
Vigas	1,5-6	0.263	7.82	0.636	0.030	95				
Vigas	2-4	0.263	9.63	0.783	0.019	130				
Vigas	7-9	0.263	7.41	0.602	0.038	90				
Vigas	10-12	0.263	5.09	0.413	0.033	55				

Sección columnas 0.85x0.85 mxm

Sección vigas 0.35x0.75

$E=2700000 \text{ ton/m}^2$

$q=2.60 \text{ ton/m}$

* En columnas corresponde al caso de carga axial nula

Tabla B.5. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 16 niveles $\text{dr}=0.012$. DF16-12

Elemento	Niveles	A (m^2)	$I \times 10^{-3}$ (m^4)	I/I_g	α	M_Y^* ($\text{ton} \cdot \text{m}$)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B ($\text{ton} \cdot \text{m}$)	P_B (ton)
Columna exterior	1-3	0.563	24.00	0.910	0.041	293.0	1976.0	1657.0	337.0	600.0
Columna exterior	4-7	0.563	19.00	0.721	0.082	242.0	1750.0	1248.0	285.0	550.0
Columna exterior	8-11	0.563	17.00	0.645	0.077	242.0	1750.0	1248.0	285.0	550.0
Columna exterior	12-14	0.563	10.00	0.379	0.052	136.0	1363.0	538.0	190.0	383.3
Columnas	15-16	0.563	8.00	0.303	0.066	136.0	1363.0	538.0	190.0	383.3
Columna interior	1-3	0.563	24.00	0.910	0.085	242.0	1750.0	1248.0	285.0	550.0
Columna interior	4-7	0.563	21.00	0.796	0.077	242.0	1750.0	1248.0	285.0	550.0
Columna interior	8-10	0.563	14.00	0.531	0.041	136.0	1363.0	538.0	190.0	383.3
Columna interior	11-13	0.563	13.00	0.493	0.030	136.0	1363.0	538.0	190.0	383.3
Vigas	2-6	0.228	7.00	0.874	0.026	160				
Vigas	1,7-9	0.228	7.00	0.874	0.024	150.0				
Vigas	10-12	0.228	6.00	0.749	0.031	130.0				
Vigas	13-16	0.228	4.00	0.499	0.025	85.0				

Sección columnas 0.75x0.75 mxm

Sección vigas 0.35x0.65

$E=2700000 \text{ ton/m}^2$

$q=2.60 \text{ ton/m}$

* En columnas corresponde al caso de carga axial nula

Tabla B.6. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 16 niveles $\text{dr}=0.006$. DF16-6

Elemento	Niveles	A (m^2)	$I \times 10^{-3}$ (m^4)	I/I_g	α	M_Y^* ($\text{ton} \cdot \text{m}$)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B ($\text{ton} \cdot \text{m}$)	P_B (ton)
Columna exterior	1-3	0.810	37.00	0.677	0.059	359.0	2267.0	1335.0	418.0	703.3
Columna exterior	4-7	0.810	30.00	0.549	0.040	223.0	1928.0	710.0	311.0	600.0
Columna exterior	8-10	0.810	24.00	0.439	0.039	223.0	1928.0	710.0	311.0	600.0
Columna exterior	11-13	0.810	21.00	0.384	0.054	223.0	1928.0	710.0	311.0	600.0
Columna exterior	14-16	0.810	18.00	0.329	0.031	223.0	1928.0	710.0	311.0	600.0
Columna interior	1-3	0.810	38.00	0.695	0.070	223.0	1928.0	710.0	311.0	600.0
Columna interior	4-6	0.810	33.00	0.604	0.044	223.0	1928.0	710.0	311.0	600.0
Columna interior	7-9	0.810	30.00	0.549	0.040	223.0	1928.0	710.0	311.0	600.0
Columna interior	10-12	0.810	24.00	0.439	0.039	223.0	1928.0	710.0	311.0	600.0
Columna interior	13-14	0.810	21.00	0.384	0.054	223.0	1928.0	710.0	311.0	600.0
Columna interior	15-16	0.810	18.00	0.329	0.031	223.0	1928.0	710.0	311.0	600.0
Vigas	2-5	0.298	13.00	0.726	0.031	200.0				
Vigas	1,6-8	0.298	12.00	0.670	0.033	185.0				
Vigas	9-11	0.298	11.00	0.614	0.035	160.0				
Vigas	12-14	0.298	9.00	0.502	0.032	120.0				
Vigas	15-16	0.298	5.00	0.279	0.022	55.0				

Sección columnas 0.90x0.90 mxm

Sección vigas 0.35x0.85

Tabla B.7. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 6 niveles $\delta_r=0.012$, $Q=4$. DF6n-12

Elemento	Niveles	A (m^2)	$I \times 10^{-3}$ (m^4)	I/I_g	α	M_Y^* ($ton \cdot m$)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B ($ton \cdot m$)	P_B (ton)
Columnas	1	0.250	3.00	0.576	0.088	32.0	607.0	204.0	49.0	150.3
Columnas	2-4	0.250	3.00	0.576	0.081	24.0	576.0	145.0	45.0	164.0
Columnas	5-6	0.250	2.00	0.384	0.021	17.0	538.0	81.0	40.0	138.0
Vigas	1-3	0.125	1.50	0.576	0.034	36.0				
Vigas	4-6	0.125	1.30	0.499	0.048	26.0				

Sección columnas 0.50x0.50 mxm

Sección vigas 0.25x0.50

$E=2700000 \text{ ton/m}^2$

$q=2.60 \text{ ton/m}$

* En columnas corresponde al caso de carga axial nula

Tabla B.8. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 12 niveles $\mu_r=0.012$, $Q=4$. DF12n-12

Elemento	Niveles	A (m^2)	$I \times 10^{-3}$ (m^4)	I/I_g	α	M_Y^* ($ton \cdot m$)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B ($ton \cdot m$)	P_B (ton)
Columnas	1	0.490	12.00	0.600	0.107	196.0	1611.0	1180.0	230.0	330.0
Columna exterior	2-3	0.490	10.00	0.500	0.065	137.0	1348.0	659.0	178.0	304.7
Columna exterior	4-6	0.490	8.00	0.400	0.059	117.0	1303.0	609.0	163.0	313.3
Columna exterior	7-8	0.490	7.00	0.350	0.037	92.0	1194.0	418.0	139.0	295.0
Columna exterior	9-12	0.490	5.00	0.250	0.025	52.0	1079.0	194.0	111.0	311.3
Columna interior	2-4	0.490	10.00	0.500	0.065	137.0	1348.0	659.0	178.0	304.7
Columna interior	5-6	0.490	8.00	0.400	0.059	117.0	1303.0	609.0	163.0	313.3
Columna interior	7-9	0.490	7.00	0.350	0.037	92.0	1194.0	418.0	139.0	295.0
Columna interior	10-11	0.490	5.00	0.250	0.025	52.0	1079.0	194.0	111.0	311.3
Vigas	1,5-6	0.180	3.00	0.556	0.168	53.0				
Vigas	2-4	0.180	4.00	0.741	0.124	58.0				
Vigas	7-9	0.180	3.00	0.556	0.237	49.0				
Vigas	10-12	0.180	2.00	0.370	0.155	35.0				

Sección columnas 0.75x0.75 mxm

Sección vigas 0.35x0.65

$E=2700000 \text{ ton/m}^2$

$q=2.60 \text{ ton/m}$

* En columnas corresponde al caso de carga axial nula

Tabla B.9. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 6 niveles $\delta_r=0.012$. AC6-12

Elemento	Niveles	A (m^2)	$I \times 10^{-3}$ (m^4)	I/I_g	α	M_Y^* ($ton \cdot m$)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B ($ton \cdot m$)	P_B (ton)
Columna exterior	1-2	0.300	4.20	0.551	0.042	70.0	790.0	388.0	85.0	246.7
Columna exterior	3-4	0.300	3.60	0.472	0.027	70.0	790.0	388.0	85.0	246.7
Columna exterior	5-6	0.300	3.00	0.393	0.027	70.0	790.0	388.0	85.0	246.7
Columna interior	1-2	0.300	6.30	0.826	0.064	89.0	870.0	540.0	99.0	276.7
Columna interior	3-4	0.300	5.50	0.721	0.056	89.0	870.0	540.0	99.0	276.7
Columna interior	5-6	0.300	4.80	0.629	0.046	89.0	870.0	540.0	99.0	276.7
Vigas	1-2	0.125	2.50	0.960	0.035	62.0				
Vigas	3-4	0.125	1.85	0.710	0.025	38.0				
Vigas	5-6	0.125	1.55	0.595	0.024	25.0				

Sección columnas 0.55x0.55 mxm

Sección vigas 0.25x0.50

$E=2700000 \text{ ton/m}^2$

$q=2.60 \text{ ton/m}$

* En columnas corresponde al caso de carga axial nula

Tabla B.10. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 6 niveles $\delta_r=0.006$. AC6-6

Elemento	Niveles	A (m²)	Ix10⁻³ (m⁴)	I/Ig	α	M_Y[*] (ton·m)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B (ton·m)	P_B (ton)
Columna exterior	1-3	0.490	7.00	0.350	0.027	110.0	1670.0	454.0	184.0	500.0
Columna interior	1-3	0.490	10.40	0.520	0.012	110.0	1670.0	454.0	184.0	500.0
Columnas	4-6	0.490	5.70	0.285	0.035	110.0	1670.0	454.0	184.0	500.0
Vigas	1-3	0.180	3.70	0.685	0.018	62.0				
Vigas	4-6	0.180	2.70	0.500	0.018	42.0				

Sección columnas 0.70x0.70 mxm

Sección vigas 0.30x0.60

E=2700000 ton/m²

q=2.60 ton/m

* En columnas corresponde al caso de carga axial nula

Tabla B.11. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 12 niveles $\mu_r=0.012$. AC12-12

Elemento	Niveles	A (m^2)	$I \times 10^{-3}$ (m^4)	I/I_g	α	M_Y^* ($ton \cdot m$)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B ($ton \cdot m$)	P_B (ton)
Columnas	1	0.490	12.00	0.600	0.107	196.0	1611.0	1180.0	230.0	330.0
Columna exterior	2-3	0.490	10.00	0.500	0.065	137.0	1348.0	659.0	178.0	304.7
Columna exterior	4-6	0.490	8.00	0.400	0.059	117.0	1303.0	609.0	163.0	313.3
Columna exterior	7-8	0.490	7.00	0.350	0.037	92.0	1194.0	418.0	139.0	295.0
Columna exterior	9-12	0.490	5.00	0.250	0.025	52.0	1079.0	194.0	111.0	311.3
Columna interior	2-4	0.490	10.00	0.500	0.065	137.0	1348.0	659.0	178.0	304.7
Columna interior	5-6	0.490	8.00	0.400	0.059	117.0	1303.0	609.0	163.0	313.3
Columna interior	7-9	0.490	7.00	0.350	0.037	92.0	1194.0	418.0	139.0	295.0
Columna interior	10-12	0.490	5.00	0.250	0.025	52.0	1079.0	194.0	111.0	311.3
Vigas	1,5-6	0.180	3.00	0.556	0.168	53.0				
Vigas	2-4	0.180	4.00	0.741	0.124	58.0				
Vigas	7-9	0.180	3.20	0.593	0.237	53.0				
Vigas	10-12	0.180	2.70	0.500	0.180	42.0				

Sección columnas 0.55x0.55 mxm

Sección vigas 0.25x0.50

$E=2700000 \text{ ton/m}^2$

$q=2.60 \text{ ton/m}$

* En columnas corresponde al caso de carga axial nula

Tabla B.12. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 12 niveles $\delta_r=0.006$. AC12-6

Elemento	Niveles	A (m^2)	$I \times 10^{-3}$ (m^4)	I/I_g	α	M_Y^* ($ton \cdot m$)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B ($ton \cdot m$)	P_B (ton)
Columna exterior	1-2	0.723	35.00	0.804	0.063	340	2334	1657	413	678
Columna	3-5	0.723	33.30	0.766	0.047	193	1848	758	274	550
Columna	6-12	0.723	20.70	0.476	0.038	170	1777	606	251	522
Columna interior	1-2	0.723	31.80	0.731	0.066	264	2095	1183	340	629
Vigas	1,5-6	0.263	7.82	0.636	0.030	95				
Vigas	2-4	0.263	9.63	0.783	0.019	130				
Vigas	7-9	0.263	7.41	0.602	0.038	90				
Vigas	10-12	0.263	5.09	0.413	0.033	55				

Sección columnas 0.85x0.85 mxm

Sección vigas 0.35x0.75

$E=2700000 \text{ ton/m}^2$

$q=2.60 \text{ ton/m}$

* En columnas corresponde al caso de carga axial nula

Tabla B.13. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 16 niveles $\delta_r=0.012$. AC16-12

Elemento	Niveles	A (m^2)	$I \times 10^{-3}$ (m^4)	I/I_g	α	M_Y^* ($ton \cdot m$)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B ($ton \cdot m$)	P_B (ton)
Columna exterior	1-3	0.490	14.00	0.700	0.062	180.0	1400.0	861.0	201.0	433.3
Columna exterior	4-7	0.490	15.00	0.750	0.034	180.0	1400.0	861.0	201.0	433.3
Columna exterior	8-11	0.490	14.00	0.700	0.038	180.0	1400.0	861.0	201.0	433.3
Columna exterior	12-13	0.490	10.50	0.525	0.012	180.0	1400.0	861.0	201.0	433.3
Columna exterior	15-16	0.490	10.50	0.525	0.012	180.0	1400.0	861.0	201.0	433.3
Columna interior	1-3	0.490	18.00	0.900	0.105	190.0	1430.0	947.0	210.0	454.3
Columna interior	4-7	0.490	16.00	0.800	0.057	190.0	1430.0	947.0	210.0	454.3
Columna interior	8-10	0.490	14.80	0.740	0.049	190.0	1430.0	947.0	210.0	454.3
Columna interior	11-13	0.490	13.10	0.655	0.004	190.0	1430.0	947.0	210.0	454.3
Columna interior	14-16	0.490	10.50	0.525	0.012	180.0	1400.0	861.0	201.0	433.3
Vigas	2-6	0.195	6.70	0.976	0.040	135.0				
Vigas	1,7-9	0.195	7.50	1.092	0.032	130.0				
Vigas	10-12	0.195	5.10	0.743	0.027	94.0				
Vigas	13-16	0.180	3.30	0.481	0.018	52.0				

Sección columnas 0.70x0.70 mxm

Sección vigas 0.30x0.65

$E=2700000 \text{ ton/m}^2$

$q=2.60 \text{ ton/m}$

* En columnas corresponde al caso de carga axial nula

Tabla B.14. Propiedades para el análisis no lineal del edificio de 16 niveles $\mu_r=0.006$. AC16-6

Elemento	Niveles	A (m^2)	$I \times 10^{-3}$ (m^4)	I/I_g	α	M_Y^* ($ton \cdot m$)	P_C (ton)	P_T (ton)	M_B ($ton \cdot m$)	P_B (ton)
Columna exterior	1-3	0.723	35.00	0.805	0.063	340.0	2334.0	1657.0	413.0	678.0
Columna exterior	4-7	0.723	33.30	0.766	0.047	193.0	1848.0	758.0	274.0	550.0
Columna exterior	8-16	0.723	20.70	0.476	0.038	170.0	1777.0	606.0	251.0	521.7
Columna interior	1-3	0.723	31.80	0.731	0.066	264.0	2095.0	1183.0	340.0	628.7
Columna interior	4-9	0.723	33.30	0.766	0.047	193.0	1848.0	758.0	274.0	550.0
Columna interior	10-16	0.723	20.70	0.476	0.038	170.0	1777.0	606.0	251.0	521.7
Vigas	2-5	0.263	9.63	0.783	0.019	130.0				
Vigas	1,6-8	0.263	7.82	0.636	0.030	95.0				
Vigas	9-11	0.263	7.41	0.602	0.038	90.0				
Vigas	12-16	0.263	5.09	0.414	0.033	55.0				

Sección columnas 0.90x0.90 mxm

Sección vigas 0.35x0.85

$E=2700000 \text{ ton/m}^2$

$q=2.60 \text{ ton/m}$

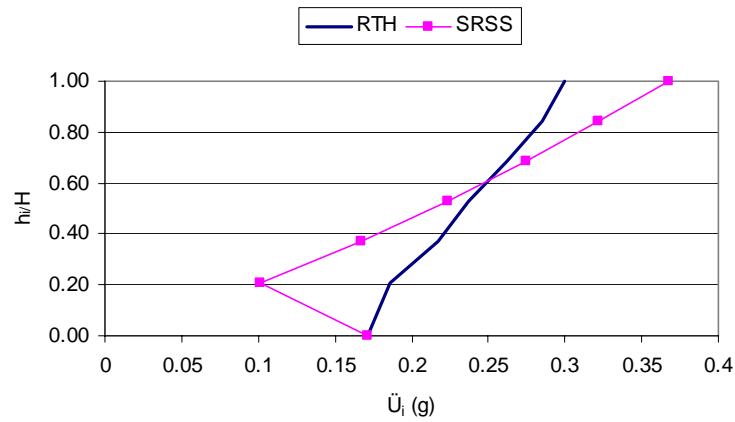
* En columnas corresponde al caso de carga axial nula

APENDICE C. ANALISIS DE LA RESPUESTA ELASTICA DE EDIFICIOS

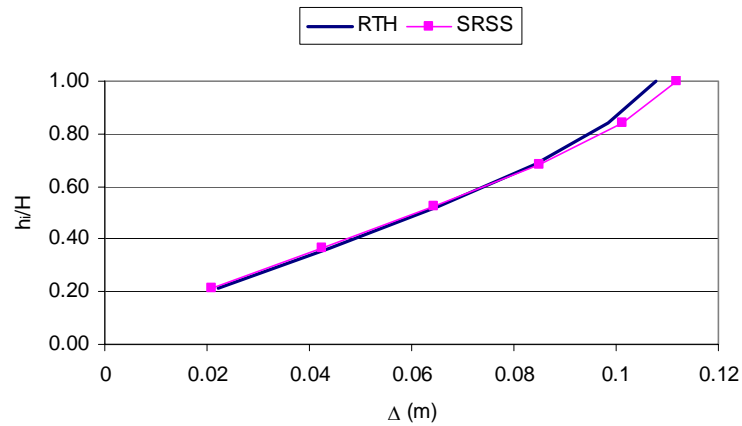
Los diseños estructurales de edificios usualmente se realizan con valores máximos de fuerzas y desplazamientos evaluados a partir de espectros de diseño, obteniendo resultados que no son exactos en el sentido de comparar con los resultados de un análisis tiempo-historia. Esta estimación de los valores resulta ser adecuada para efectos del diseño estructural Chopra (2001). Un procedimiento acostumbrado para la superposición modal y obtener los valores máximos es la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados con siglas en ingles, *SRSS*. En este apéndice se comparan los valores de este procedimiento de superposición con los resultados del análisis tiempo-historia elástico, y que se identifica en este trabajo como *RTH*. Las tablas C.1 a la C.4 comparan los valores máximos para el momento de volteo en la base, M_b , y cortante en la base, V_b , obtenidos de los resultados tiempo-historia elásticos de edificios descritos en los capítulos 3 al 5. Las figuras C.1 a la C.4 comparan las envolventes de las aceleraciones absolutas de piso y desplazamientos relativos a la base. Los resultados muestran diferencias para las aceleraciones absolutas en los niveles inferiores, donde el procedimiento de superposición modal subestima los valores; sin embargo, para los desplazamientos y valores máximos del momento de volteo y cortante en la base las diferencias son menores a un 12% (tabla C.1) y mínimas en los otros casos. Esto se puede explicar considerando la naturaleza probabilista del análisis que emplea la superposición modal, además que estos valores deben interpretarse como una media de los valores máximos para un espectro de respuesta. (Chopra, 2002).

Tabla C. 1. Edificio en el DF de 6 niveles, $Q=2$, $dr=0.012$ (Capítulo 3)

	(1) <i>RTH</i>	(2) <i>SRSS</i>	(2)/(1)
M_b (ton·m)	923.49	816.48	0.884
V_b (ton)	74.71	68.29	0.914



a) Aceleraciones

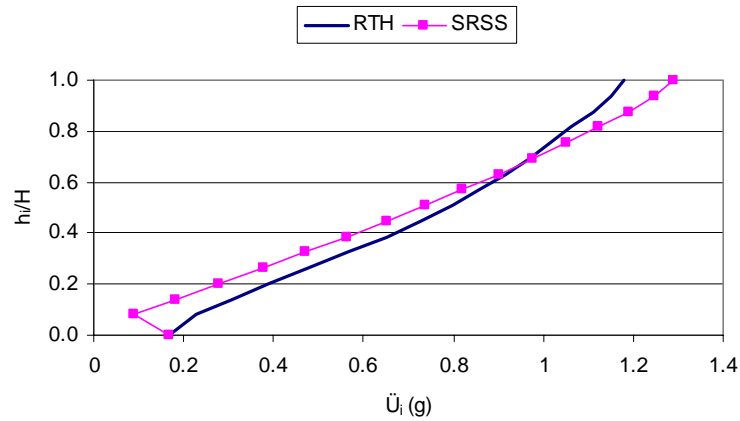


b) Desplazamientos

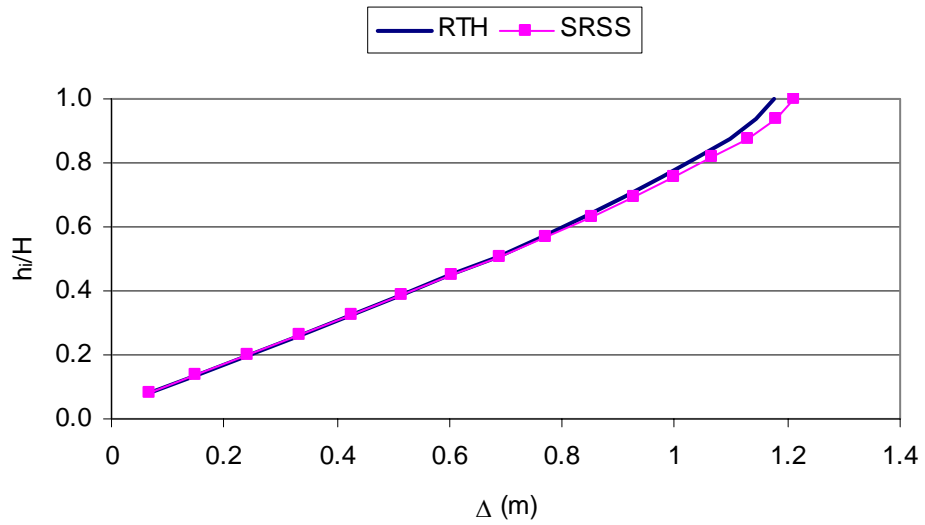
Figura C.1. Edificio en el DF de 6 niveles, $Q=2$, $dr=0.012$ (Capítulo 3)

Tabla C.2. Edificio en el DF de 16 niveles, Q=2, dr=0.012 (capítulo 3)

	(1) <i>RTH</i>	(2) <i>SRSS</i>	(2)/(1)
M_b (ton·m)	4429.8	4504.3	0.96
V_b (ton)	4429.8	4504.3	1.02



a) Aceleraciones

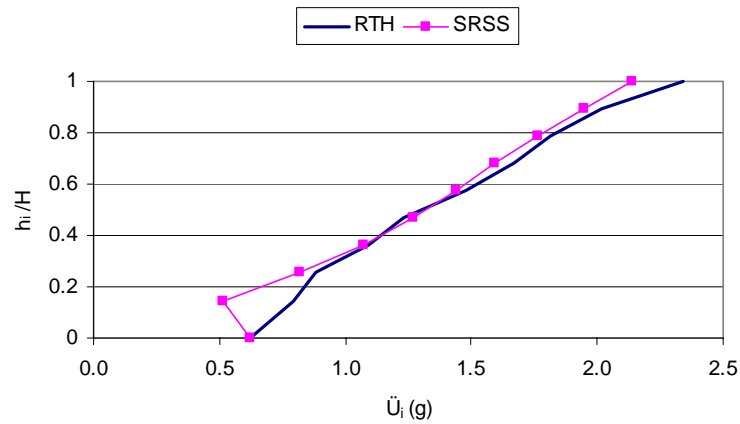


b) Desplazamientos

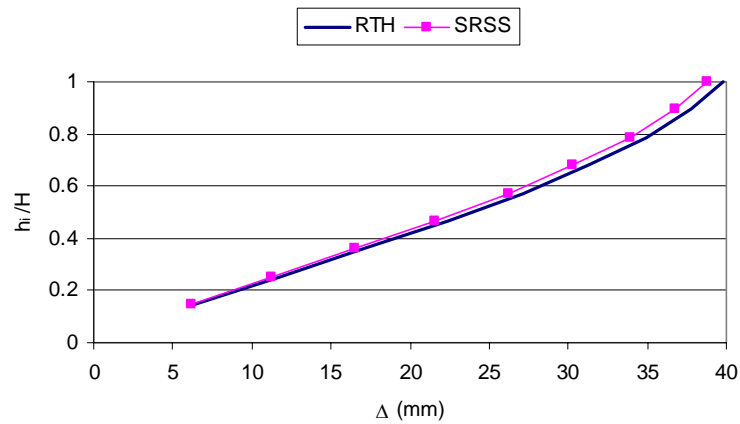
Figura C.2. Edificio en el DF de 16 niveles, Q=2, dr=0.012 (capítulo 3)

Tabla C.3. Edificio ES1 de 9 niveles ensayado en la Universidad de Illinois (capítulo 4)

	(1) <i>RTH</i>	(2) <i>SRSS</i>	(2)/(1)
M_b (ton·m)	4.4	4.2	0.97
V_b (ton)	3.0	2.9	0.96



a) Aceleraciones

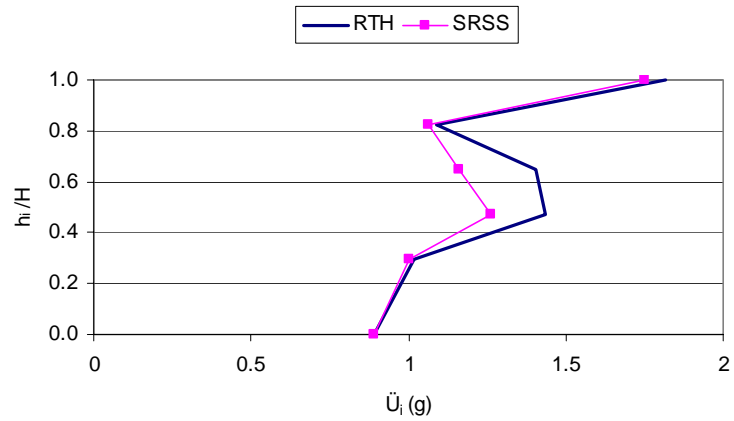


b) Desplazamientos

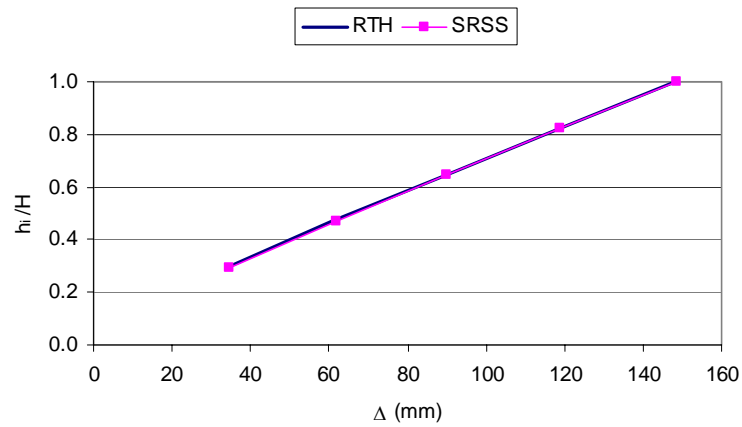
Figura C.3. Edificio ES1 de 9 niveles ensayado en la Universidad de Illinois (capítulo 4)

Tabla C.4. Edificio miniatura EM1 de 5 niveles (capítulo 5)

	(1) <i>RTH</i>	(2) <i>SRSS</i>	(2)/(1)
M_b (ton·m)	7.4	7.4	1.00
V_b (ton)	3.8	3.7	0.98



a) Aceleraciones



b) Desplazamientos

Figura C.4. Edificio miniatura EM1 de 5 niveles (capítulo 5)

LISTA DE TABLAS

TABLA 3.1. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA LOS 6 EDIFICIOS EN EL DF CON $Q=2$	24
TABLA 3.2. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA LOS 2 EDIFICIOS EN EL DF CON $Q=4$	25
TABLA 3.3. CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA LOS 6 EDIFICIOS EN ACAPULCO CON $Q=2$	25
TABLA 3.4. RESULTADOS IMPORTANTES DE LOS ANÁLISIS A EDIFICIOS CON $Q=2$. REGISTRO SCT85	34
TABLA 3.5. RESULTADOS IMPORTANTES DEL ANÁLISIS NO LINEAL EDIFICIOS CON $Q=4$ Y EL REGISTRO SCT85.....	35
TABLA 3.6. RESULTADOS IMPORTANTES DEL ANÁLISIS NO LINEAL EDIFICIOS CON $Q=2$. REGISTRO Z-DI	36
TABLA 4.1. ESTRUCTURAS ANALIZADAS	51
TABLA 4.2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES (EBERHARD Y SOZEN, 1989).....	55
TABLA 4.3. REFUERZO DE VIGAS Y MUROS (EBERHARD Y SOZEN, 1989)	55
TABLA 4.4. REFUERZO DE COLUMNAS (EBERHARD Y SOZEN, 1989)	56
TABLA 4.5. RESULTADOS IMPORTANTES DEL ANÁLISIS NO LINEAL DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS	68
TABLA 5.1. PROPIEDADES DE <i>FUSIBLES</i> PARA EL EDIFICIO EM1	84
TABLA 5.2. PROPIEDADES DE <i>FUSIBLES</i> PARA EL EDIFICIO EM2	85
TABLA 5.3. FRECUENCIAS Y PERIODOS DE VIBRACIÓN PARA EL SISMO DE BAJA INTENSIDAD EDIFICIO EM1	98
TABLA 5.4. FRECUENCIAS Y PERIODOS DE VIBRACIÓN PARA EL SISMO DE BAJA INTENSIDAD EDIFICIO EM2	98
TABLA 5.5. PARÁMETROS OBTENIDOS DE LOS RESULTADOS ANALÍTICOS Y EXPERIMENTALES.....	116
TABLA 7. 1. RESUMEN DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE PISO CON EL MODELO DEL PUNTAL Y TIRANTE	145
TABLA 7. 2. RESUMEN DEL DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE PISO CON EL MODELO DEL PUNTAL Y TIRANTE	146
TABLA A1. REFUERZO EN VIGAS EDIFICIOS CON, $Q=2$. DISEÑADOS PARA EL DF	157
TABLA A2. REFUERZO EN VIGAS EDIFICIOS CON, $Q=2$. DISEÑADOS PARA LAS COSTAS DE ACAPULCO	158
TABLA A3. REFUERZO EN VIGAS EDIFICIOS CON $DR=0.012$, $Q=4$. DISEÑADOS PARA EL DF	159
TABLA A4. REFUERZO EN COLUMNAS EDIFICIOS DISEÑADOS PARA EL DF	159
TABLA A5. REFUERZO EN COLUMNAS EDIFICIOS CON $DR=0.012$, $Q=4$. DISEÑADOS PARA EL DF.....	160
TABLA A6. REFUERZO EN COLUMNAS EDIFICIOS CON $DR=0.006$. DISEÑADOS PARA ACAPULCO.....	160
TABLA B.1. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 6 NIVELES $DR=0.012$. DF6-12	162
TABLA B.2. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 6 NIVELES $DR=0.006$. DF6-6	163
TABLA B.3. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 12 NIVELES $DR=0.012$. DF12-12	164
TABLA B.4. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 12 NIVELES $DR=0.006$. DF12-6	165
TABLA B.5. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 16 NIVELES $DR=0.012$. DF16-12	166
TABLA B.6. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 16 NIVELES $DR=0.006$. DF16-6	167
TABLA B.7. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 6 NIVELES $DR=0.012$, $Q=4$. DF6N-12.	168
TABLA B.8. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 12 NIVELES $DR=0.012$, $Q=4$. DF12N-12	169
TABLA B.9. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 6 NIVELES $DR=0.012$. AC6-12.....	170
TABLA B.10. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 6 NIVELES $DR=0.006$. AC6-6.....	171
TABLA B.11. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 12 NIVELES $DR=0.012$. AC12-12.....	172

TABLA B.12. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 12 NIVELES DR=0.006. AC12-6.....	173
TABLA B.13. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 16 NIVELES DR=0.012. AC16-12.....	174
TABLA B.14. PROPIEDADES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DEL EDIFICIO DE 16 NIVELES DR=0.006. AC16-6.....	175
TABLA C. 1. EDIFICIO EN EL DF DE 6 NIVELES, Q=2, DR=0.012 (CAPITULO 3).....	178
TABLA C.2. EDIFICIO EN EL DF DE 16 NIVELES, Q=2, DR=0.012 (CAPÍTULO 3).....	179
TABLA C.3. EDIFICIO ES1 DE 9 NIVELES ENSAYADO EN LA UNIVERSIDAD DE ILLINOIS (CAPÍTULO 4)	180
TABLA C.4. EDIFICIO MINIATURA EM1 DE 5 NIVELES (CAPÍTULO 5).....	181

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1. SISTEMA DE PISO DE VIGUETA Y BOVEDILLA	6
FIGURA 2.2. SISTEMA DE PISO DE LOSA EXTRUIDA	7
FIGURA 2.3. SISTEMA DE PISO CON LOS DOBLE T	7
FIGURA 2.4. COLAPSO DE ESTRUCTURAS DEBIDAS A FALLA EN EL SISTEMA DE PISO.	9
FIGURA 2.5. TRANSFERENCIA DE CARGA EN LOS DIAFRAGMAS.	10
FIGURA 2.6. SISTEMA DE PISO PREFABRICADO (ELLIOT ET AL., 1992).....	11
FIGURA 2.7. MODELOS ESTRUCTURALES PARA EL DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN.....	12
FIGURA 2.8. DIAFRAGMA DE TRANSFERENCIA (DRYSDALE ET AL., 1994)	15
FIGURA 2.9. DEFORMACIONES EN UN DIAFRAGMA DE PISO.	16
FIGURA 2.10. APLICACIÓN DEL MODELO DEL PUNTAL Y EL TIRANTE (GUIDELINES, 1991, DRYSDALE ET AL., 1994)	17
FIGURA 3.1. PLANTA Y ELEVACIONES TÍPICAS (DIMENSIONES EN METROS).....	22
FIGURA 3.2. ESPECTROS DE DISEÑO PARA LOS EDIFICIOS ANALIZADOS	26
FIGURA 3.3. CARACTERÍSTICAS DEL REGISTRO SCT85	27
FIGURA 3.4. CARACTERÍSTICAS DEL REGISTRO Z-DI	28
FIGURA 3.5. CURVA TÍPICA DEL DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA	29
FIGURA 3.6. ESPECTROS DE RESPUESTA DE ACELEROGRAMAS EMPLEADOS Y UBICACIÓN DEL COLAPSO PARA LAS ESTRUCTURAS	30
FIGURA 3.7. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE LOS EDIFICIOS ANALIZADOS	33
FIGURA 3.8. ACELERACIONES DE PISO EN EDIFICIOS DE 6 NIVELES.....	38
FIGURA 3.9. ACELERACIONES DE PISO EN EDIFICIOS DE 12 NIVELES.....	39
FIGURA 3.10. ACELERACIONES DE PISO EN EDIFICIOS DE 16 NIVELES.....	41
FIGURA 3.11. ESPECTROS DE PISO DEL ÚLTIMO NIVEL.....	43
FIGURA 3.12. REDUCCIÓN DE LA RESPUESTA ESPECTRAL EN CADA MODO	45
FIGURA 3.13. ACELERACIONES DE PISO.....	47
FIGURA 4.1. GEOMETRÍA DE EDIFICIOS ANALIZADOS, EBERHARD Y SOZEN, (1989) (DIMENSIONES EN PULGADAS)	52
FIGURA 4.2. MOVIMIENTOS EN LA BASE DE LAS ESTRUCTURAS.....	57
FIGURA 4.3. COMPARACIÓN DE ENVOLVENTES DE ACELERACIONES Y DESPLAZAMIENTOS PARA EL EDIFICIO ES1 .	59
FIGURA 4.4. COMPARACIÓN DE ENVOLVENTES DE ACELERACIONES Y DESPLAZAMIENTOS PARA EL EDIFICIO ES2 .	61
FIGURA 4.5. COMPARACIÓN DE ENVOLVENTES DE ACELERACIONES Y DESPLAZAMIENTOS PARA EL EDIFICIO SS1..	62
FIGURA 4.6. COMPARACIÓN DE ENVOLVENTES DE ACELERACIONES Y DESPLAZAMIENTOS PARA EL EDIFICIO FW4	64
FIGURA 4.7. COMPORTAMIENTO INELÁSTICO GLOBAL CALCULADO	66
FIGURA 4.8. ESPECTRO DE PISO	69
FIGURA 4.9. COCIENTE ENTRE LA RESPUESTA ESPECTRAL ELÁSTICA E INELÁSTICA PARA CADA MODO.....	70
FIGURA 4.10. EVALUACIÓN DE LAS ACELERACIONES DE PISO	72
FIGURA 5.1. DETALLES GENERALES DE LOS EDIFICIOS ENSAYADOS (DIMENSIONES EN MILÍMETROS).....	76

FIGURA 5.2. DETALLES DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE ESPECIMENES A ENSAYAR EN LA MESA VIBRADORA.....	78
FIGURA 5.3. PROPIEDADES MECÁNICAS PARA EL ACERO DE LOS <i>FUSIBLES</i>	79
FIGURA 5.4. MODELO ESTRUCTURAL PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL	81
FIGURA 5.5. DETALLES DE ENSAYES EN SUBESTRUCTURA	82
FIGURA 5.6. COMPARACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y TEÓRICOS PARA ENSAYES PSEUDOS-ESTÁTICOS	85
FIGURA 5.7. ESPESORES Y POSICIÓN DE <i>FUSIBLES</i> (DIMENSIONES EN MM)	86
FIGURA 5.8. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE LOS EDIFICIOS CON BASE EN UN ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	87
FIGURA 5.9. CARACTERÍSTICAS DE LA SEÑAL Y ESPECTROS DE RESPUESTA	89
FIGURA 5.10. ACELEROGRÁMAS DE LA SEÑAL OBJETIVO Y DE LA SEÑAL MEDIDA EN LA MESA VIBRADORA DURANTE EL ENSAYE DE INTENSIDAD BAJA	90
FIGURA 5.11. FUNCIONES DE TRANSFERENCIA Y ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICOS PARA LA SEÑAL OBJETIVO Y LA SEÑAL MEDIDA EN LA MESA VIBRADORA DURANTE EL ENSAYE DE INTENSIDAD BAJA	91
FIGURA 5.12. ACELEROGRÁMAS DE LA SEÑAL OBJETIVO Y DE LA SEÑAL MEDIDA EN LA MESA VIBRADORA DURANTE EL ENSAYE DE INTENSIDAD ALTA.....	92
FIGURA 5.13. FUNCIONES DE TRANSFERENCIA Y ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICOS PARA LA SEÑAL OBJETIVO Y LA SEÑAL MEDIDA EN LA MESA VIBRADORA DURANTE EL ENSAYE DE INTENSIDAD ALTA.....	93
FIGURA 5.14. PLANTA DEL ESPÉCIMEN EN LA MESA VIBRADORA CON LA INSTRUMENTACIÓN	95
FIGURA 5.15. INSTRUMENTACIÓN DEL EDIFICIO EM1 PARA LA MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS	96
FIGURA 5.16. COMPARACIÓN DE FUNCIONES DE TRANSFERENCIA EXPERIMENTAL Y CALCULADA PARA LAS ACELERACIONES DEL ÚLTIMO NIVEL RESPECTO A LA BASE.....	97
FIGURA 5.17. COMPARACIÓN DE LAS FORMAS MODALES TEÓRICAS Y EXPERIMENTALES	99
FIGURA 5.18. PARÁMETRO $ERROR_r(T)$ PARA LOS TRES PRIMEROS MODOS DEL EDIFICIO <i>EM1</i>	102
FIGURA 5.19. PARÁMETRO $ERROR_r(T)$ PARA LOS TRES PRIMEROS MODOS DEL EDIFICIO <i>EM2</i>	103
FIGURA 5.20. COMPARACIÓN DE ENVOLVENTES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS Y ACELERACIONES ABSOLUTAS EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA PARA EL EDIFICIO EM1 EN EL SISMO DE INTENSIDAD BAJA.....	105
FIGURA 5.21. COMPARACIÓN DE ENVOLVENTES DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS Y ACELERACIONES ABSOLUTAS EXPERIMENTAL Y ANALÍTICA PARA EL EDIFICIO EM2 EN EL SISMO DE INTENSIDAD BAJA.....	106
FIGURA 5.22. RESPUESTA PARA EL EDIFICIO EM1 EN LA FASE INTENSA DEL MOVIMIENTO DE INTENSIDAD BAJA .	106
FIGURA 5.23. RESPUESTA PARA EL EDIFICIO EM2 EN LA FASE INTENSA DEL MOVIMIENTO DE INTENSIDAD BAJA .	108
FIGURA 5.24. COMPARACIÓN DE ENVOLVENTES DE DESPLAZAMIENTOS Y ACELERACIONES ABSOLUTAS EXPERIMENTAL Y TEÓRICA PARA EL EDIFICIO EM1 EN EL SISMO DE INTENSIDAD ALTA.....	110
FIGURA 5.25. COMPARACIÓN DE ENVOLVENTES DE DESPLAZAMIENTOS Y ACELERACIONES EXPERIMENTAL Y TEÓRICA PARA EL EDIFICIO EM2 EN EL SISMO DE INTENSIDAD ALTA.....	110
FIGURA 5.26. RESPUESTA EN EL TIEMPO PARA EL EDIFICIO EM1 EN EL MOVIMIENTO DE INTENSIDAD ALTA.....	111
FIGURA 5.27. RESPUESTA EN EL TIEMPO PARA EL EDIFICIO EM2 EN EL MOVIMIENTO DE INTENSIDAD ALTA.....	112
FIGURA 5.28. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE LOS EDIFICIOS ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA	115
FIGURA 5.29. ESPECTROS DE PISO DEL ÚLTIMO NIVEL PARA EL EDIFICIO EM1	117

FIGURA 5.30. ESPECTROS DE PISO DEL ÚLTIMO NIVEL PARA EL EDIFICIO EM2.....	118
FIGURA 5.31. VALORES DEL PARÁMETRO R_{SAI}	119
FIGURA 5.32. EVALUACIÓN DE LAS ACELERACIONES DE PISO	120
FIGURA 5.33. EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS DE PISO CON EL CRITERIO PROPUESTO EN RODRÍGUEZ ET AL, (2002)	121
FIGURA 6.1. COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS PARA EL DISEÑO DE PISOS PARA EDIFICIOS CON $Q=2$, $DR=0.012$ ANALIZADOS EN EL ESTUDIO PARAMÉTRICO PARA EL DF	125
FIGURA 6.2. COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS PARA EL DISEÑO DE PISOS PARA EDIFICIOS CON $Q=2$, $DR=0.006$ ANALIZADOS EN EL ESTUDIO PARAMÉTRICO PARA EL DF	126
FIGURA 6.3. COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS PARA EL DISEÑO DE PISOS PARA EDIFICIOS CON $Q=4$, $DR=0.012$ ANALIZADOS EN EL ESTUDIO PARAMÉTRICO PARA EL DF	127
FIGURA 6.4. COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS PARA EL DISEÑO DE PISOS PARA EDIFICIOS CON $Q=2$, $DR=0.012$ ANALIZADOS EN EL ESTUDIO PARAMÉTRICO PARA LAS COSTAS DE ACAPULCO, GUERRERO	128
FIGURA 6.5. COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS PARA EL DISEÑO DE PISOS PARA EDIFICIOS CON $Q=2$, $DR=0.006$ ANALIZADOS EN EL ESTUDIO PARAMÉTRICO PARA LAS COSTAS DE ACAPULCO, GUERRERO	129
FIGURA 6.6. COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS PARA EL DISEÑO DE PISOS EN EDIFICIOS ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA EN LA UNIVERSIDAD DE ILLINOIS.....	130
FIGURA 6.7. COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS PARA EL DISEÑO DE PISOS EN EDIFICIOS ENSAYADOS EN MESA VIBRADORA EN LA UNAM.....	132
FIGURA 7.1. EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS DE DISEÑO PARA LOS SISTEMAS DE PISO DEL EDIFICIO <i>DF16-12</i> UBICADO EN LA ZONA IIIA EN EL DISTRITO FEDERAL.....	136
FIGURA 7.2. EVALUACIÓN DE LAS FUERZAS DE DISEÑO PARA LOS SISTEMAS DE PISO DEL EDIFICIO <i>AC6-06</i> UBICADO EN LA ZONA DII EN LAS COSTAS DE ACAPULCO, GUERRERO	137
FIGURA 7.3. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE UN SISTEMA DE PISO	138
FIGURA 7.4. ELEMENTOS MECÁNICOS EN EL SISTEMA DE PISO CONSIDERANDO EL MODELO DE VIGA.....	140
FIGURA 7.5. DISTRIBUCIÓN DEL ACERO EN EL SISTEMA DE PISO CONSIDERANDO EL MODELO DE VIGA	140
FIGURA 7.6. MODELO DE PUNTAL Y TIRANTE PROPUESTO Y DETALLE DE LA ZONA CRÍTICA PARA EL SISTEMA DE PISO DEL ÚLTIMO NIVEL DE UN EDIFICIO DE 16 NIVELES EN EL DF DISEÑADO CON PARÁMETROS $Q=2$, $DR=0.012$	142
FIGURA 7. 7. COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS DE PISO EN EL EDIFICIO DE 16 NIVELES UBICADO EN EL DF Y DISEÑADO CON PARÁMETROS $Q=2$, $DR=0.012$	145
FIGURA 7. 8. COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS DE PISO EN EL EDIFICIO DE 6 NIVELES UBICADO EN LAS COSTAS DE ACAPULCO Y DISEÑADO CON PARÁMETROS $Q=2$, $DR=0.006$	147
FIGURA 7.9. MODELO DE PUNTAL Y TIRANTE ALTERNO	148
FIGURA C.1. EDIFICIO EN EL DF DE 6 NIVELES, $Q=2$, $DR=0.012$ (CAPÍTULO 3)	178
FIGURA C.2. EDIFICIO EN EL DF DE 16 NIVELES, $Q=2$, $DR=0.012$ (CAPÍTULO 3).....	179
FIGURA C.3. EDIFICIO ES1 DE 9 NIVELES ENSAYADO EN LA UNIVERSIDAD DE ILLINOIS (CAPÍTULO 4)	180
FIGURA C.4. EDIFICIO MINIATURA EM1 DE 5 NIVELES (CAPÍTULO 5).....	181

LISTA DE SIMBOLOS

- a_0 : aceleración del terreno especificada por las normas
- A : área transversal del *fusible*
- A_{S1} : área de acero por flexión
- A_{S2} : área de acero por cortante
- A_{S3} : área de acero en los apoyos
- b : dimensión transversal del ancho del *fusible*
- B : dimensión del edificio en planta en la dirección del análisis sísmico
- c_{Dis} : coeficiente sísmico de diseño especificado por las normas
- c_{Max} : coeficiente sísmico máximo obtenido de resultados en el tiempo
- c_u : coeficiente sísmico de colapso obtenido de un análisis estático no lineal
- c_y : coeficiente sísmico al inicio del intervalo inelástico obtenido de un análisis estático no lineal
- C : matriz de amortiguamiento
- d_r : distorsión de entrepiso para el diseño
- d_{rDis} : distorsión de entrepiso obtenida en el diseño
- d_{rMax} : distorsión máxima de entrepiso obtenida en el tiempo
- D_r : distorsión global
- D_{rMax} : distorsión global máxima obtenida en el tiempo
- e : espesor del firme y de los *fusibles*
- E : módulo de rigidez
- $Error(t)$: error de movimiento
- f : frecuencia
- f'_c : resistencia a la compresión del concreto
- f_s : esfuerzo en el acero
- f_{su} : esfuerzo último en el acero
- f_y : esfuerzo de fluencia en el acero
- F_{AZ} : fuerza de piso en el último nivel
- F_{Dis} : fuerza de piso obtenida de un procedimiento de evaluación
- F_{Ei} : fuerza de piso en el nivel i obtenida de la superposición modal
- F_i : fuerza de piso del nivel i
- F_{Pi} : fuerza aplicada en el nivel i para el diseño estático del sistema sismo-resistente
- F_{Dis} : fuerza de piso obtenida de un análisis no lineal
- G : módulo de rigidez a corte
- H : altura del edificio

h_i : altura de desplante del nivel i
 I : momento de inercia obtenido de un análisis momento curvatura
 I_{ef} : momento de inercia efectiva de la sección de los *fusibles*
 I_g : momento de inercia total de la sección
 K_{θ} : rigidez efectiva a flexión
 \mathbf{K} : matriz de rigidez
 L : longitud del elemento
 M_p : momento cuando se plastifica la sección
 M_u : momento último de un análisis momento-curvatura o momento último de los *fusibles*
 M_V : momento de volteo en la base
 $M_{V\ Max}$: momento de volteo máximo en la base
 M_y : momento de fluencia obtenido de un análisis momento-curvatura
 m_i : masa que soporta el nivel i
 \mathbf{M} : matriz de masas
 P : valor correspondiente a una subdivisión de la fuerza inercial en el sistema de piso
 q_b , \dot{q}_i y \ddot{q}_i : i -ésima coordenada modal, velocidad modal y aceleración modal, respectivamente.
 Q : factor de comportamiento sísmico
 R : parámetro de sobrerresistencia
 R_{C_i} : diferencia de cortantes en las columnas adyacentes al nivel i
 R_M : cociente entre el momento de volteo en la base máximo para el caso elástico para un registro sísmico y el momento de volteo en la base máximo para el caso inelástico con el mismo sismo
 R_{Sai} : cociente del valor en el espectro de pseudoaceleraciones elástico y el valor en el espectro inelástico para el modo i
 S : módulo de sección elástico o desviación estandar
 S_a : pseudo-aceleración
 S_{aAZ} : pseudo-aceleración del último nivel
 t : tiempo
 T : periodo
 T_i : periodo de vibrar del modo i
 T_{Dis} : Periodo de vibrar del primer modo obtenido en la etapa de diseño
 T_{RMK} : Periodo de vibrar del primer modo obtenido en el análisis no lineal
 \ddot{U}_g : aceleración del terreno
 $\ddot{U}_{g\ Max}$: aceleración máxima del terreno en un acelerograma
 $\ddot{U}_{I\ Max}$: aceleración máxima del nivel 1
 $\ddot{U}_{AZ\ Max}$: aceleración máxima del último nivel

$\mathbf{U}(t)$: vector de desplazamientos relativos a la base

$\dot{\mathbf{U}}(t)$: vector de velocidades relativas a la base

$\ddot{\mathbf{U}}(t)$: vector de aceleraciones relativas a la base

w_i : Peso que soporta el nivel i

W : Peso total del edificio

\bar{X} : media de valores

Z : módulo de sección plástico

α : fracción de la rigidez inicial para el modelo bilineal de los resultados momento curvatura

Δ : desplazamiento relativo

ΔF_i : error de las fuerzas de piso

ε_s : deformación unitaria del acero

ε_u : deformación unitaria última del acero

ε_f : deformación unitaria de fluencia del acero

ϕ_j^i : valor de la forma modal del modo i para el nivel j

ϕ_u : curvatura última obtenida de un análisis momento-curvatura

ϕ_f : curvatura de fluencia obtenida de un análisis momento-curvatura

Γ_i : factor de participación del modo i

μ : ductilidad de desplazamiento

$\mu_{\theta Max}$: ductilidad máxima de rotación

ρ_{req} : cuantía de acero requerida por el análisis

ρ_{sum} : cuantía de acero suministrada

ρ_T : cuantía de acero requerida por cambios volumétricos

ρ_V : cuantía de acero mínima requerida por cortante

θ : rotación

θ_u : rotación última

θ_{sh} : rotación al inicio del endurecimiento por deformación

θ_y : rotación de fluencia

ξ : fracción de amortiguamiento crítico

ξ_i : fracción de amortiguamiento crítico para el modo i

1. INTRODUCCION

1.1. ANTECEDENTES

Las estructuras prefabricadas son aquellas en las que sus elementos se construyen principalmente en un lugar diferente al de su posición definitiva. Pueden ser de concreto, acero, mampostería o cualquier otro material de construcción. Este procedimiento de construcción no es muy reciente y se encuentra en diversas épocas de la historia del hombre. Un hecho importante en este campo ha sido el que desarrollaron las culturas prehispánicas de Mesoamérica, las cuales llegaron a soluciones prefabricadas tallando piezas de piedra que posteriormente eran empleadas para formar sus monumentos, figuras, templos o pirámides.

Debido al desarrollo y crecimiento de las ciudades, ha sido necesario buscar nuevas formas de construcción, más ligeras, que no ocupen tanto espacio y que sean a la vez funcionales. En un inicio, se construyeron edificaciones donde se combinaban la arcilla y madera; posteriormente aparecen bloques de arcilla cocidos, ampliando el concepto de mampostería. Simultáneamente se desarrollaron el concreto y el acero, con lo que se aumentó la resistencia en las construcciones y se aprovechó el espacio al poder crecer las estructuras en altura. El crecimiento acelerado de las ciudades ha requerido una mayor rapidez en la ejecución de obras civiles como edificios, vías, acueductos, etc., por lo que es necesario desarrollar procedimientos de construcción que estén acordes con la demanda de la población. Un ejemplo de estos procedimientos es el caso de las estructuras prefabricadas de concreto reforzado.

De acuerdo con la definición de estructuras prefabricadas de concreto, el concreto prefabricado se refiere al proceso de construcción ordenado en el que los elementos de concreto son colados en un lugar distinto al de su posición final y con el cual se busca realizar construcciones en un tiempo menor y con mejor calidad que aquellas obras construidas con la forma tradicional de colado en sitio.

Una actividad relevante que desarrolla la industria de la prefabricación en la construcción de edificios es la de sistemas de pisos, donde se emplean elementos como la vigueta y bovedilla, losas extruidas o vigas doble T, con el objeto de aligerar y acelerar la construcción de las edificaciones, ya que al no requerir cimbra facilita el proceso constructivo. Los sistemas de piso son requeridos básicamente para transmitir la carga vertical así como para transferir las fuerzas de inercia generadas en el plano debidas a las acciones laterales, principalmente sismos.

Comúnmente los sistemas de piso son conocidos como diafragmas y generalmente se admite la hipótesis que son elementos horizontales de gran peralte. Como se describe en este trabajo, la

naturaleza de unión de los sistemas de piso prefabricados hace que éstos sean vulnerables al daño durante un sismo si las trayectorias de carga, así como las conexiones, no han sido detalladas apropiadamente.

En el sismo de Northridge, California 1994, se observó que los sistemas de piso, especialmente los prefabricados, presentaron un comportamiento diferente al supuesto en el análisis, por lo que a partir de este evento existe un mayor interés en conocer el comportamiento sísmico de los sistemas de piso y de contar con procedimientos de diseño sísmico en los reglamentos de construcción. Sin embargo, el estado del conocimiento en esta área es todavía escaso.

1.2. ALCANCES Y OBJETIVOS

En este trabajo se hace una revisión de la literatura sobre los aspectos mas relevantes del diseño y comportamiento sísmico de sistemas de piso prefabricados de concreto, se describen algunas de las técnicas y elementos comúnmente empleados para su construcción así como las especificaciones que los reglamentos tienen para ellas.

Los principales objetivos de esta investigación son estudiar el comportamiento sísmico de sistemas de piso en edificios, considerando el efecto de las fuerzas sísmicas actuando en el plano del diafragma. Además, se pretende revisar los procedimientos de reglamentos para la evaluación de estas fuerzas de piso, así como proponer procedimientos de diseño sísmico para la evaluación de las fuerzas actuantes en el plano de sistemas de piso, con el fin de ser aplicados en reglamentos, así como metodologías para el diseño de los mismos con aplicación a sistemas prefabricados. Cabe destacar que estos procedimientos pueden también ser aplicados a sistemas colados en sitio.

Para lograr los objetivos mencionados, el desarrollo de este trabajo se dividió en varios capítulos. En el capítulo dos se muestra el desarrollo del conocimiento actual sobre el tema. El capítulo tres muestra un estudio paramétrico en donde se diseñaron varios edificios a base de marcos de acuerdo con reglamentos de construcción para el DF y para el estado de Guerrero. Posteriormente con ayuda de un programa de cómputo se analizó la respuesta no lineal de los referidos edificios ante acciones sísmicas y se compararon las fuerzas en el sistema de piso obtenidas en estos análisis con las fuerzas que especifica el reglamento de construcción para la Ciudad de México y el estado de Guerrero. En el capítulo 4 se utilizaron los resultados de ensayos realizados en mesa vibradora en otras universidades, dado que los objetivos de esas investigaciones eran diferentes a los objetivos de este trabajo. Estos resultados permitieron estudiar las aceleraciones en los diferentes niveles cuando un edificio es sometido a acciones sísmicas. El capítulo 5 describe los ensayos experimentales realizados en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería de la UNAM, en dos estructuras metálicas en miniatura de cinco

niveles diseñadas para la costa de Guerrero. Los capítulos 6 y 7 corresponden al desarrollo de un procedimiento propuesto a partir de los resultados de este estudio, para el diseño de los sistemas de piso, en donde se muestra la propuesta para la evaluación de las fuerzas de diseño para estos sistemas a partir de los espectros de diseño de los reglamentos de construcción de la Ciudad de México y el Estado de Guerrero. A partir de estas fuerzas se llevan a cabo ejemplos para el diseño de sistemas de piso prefabricados.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

2.1. SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS

El empleo de estructuras prefabricadas especialmente de sistemas de piso de concreto prefabricado es un paso importante en la solución del problema de vivienda en México. También son útiles en edificaciones para otros fines, como comerciales, industriales u oficinas. Los sistemas de piso de concreto prefabricado y presforzado ofrecen ventajas significativas en muchas de las etapas constructivas de una edificación, entre las que se destacan diseño, tiempo de fabricación, disminución de la cimbra y pueden ser empleados con cualquier sistema estructural ya sea de concreto, acero o mampostería. En la actualidad, principalmente por la poca difusión en México de este tipo de sistemas de piso, su empleo no ha sido muy amplio. Sin embargo, dada la tendencia actual de cambios asociados a procesos de innovación tecnológica, es de esperar que en poco tiempo se utilicen más las estructuras prefabricadas, en particular los sistemas de piso prefabricados.

2.1.1. Tipos de sistemas de piso

Existe una variedad amplia para construir sistemas de pisos prefabricados en edificaciones y depende básicamente del uso que se le dé a la edificación, de la longitud del claro a cubrir, así como de las facilidades para el montaje. Algunos de los sistemas comúnmente empleados se describen a continuación.

2.1.1.1. Vigueta y bovedilla

El sistema de piso denominado Vigueta y Bovedilla está formado por elementos presfrozados portantes (vigueta presforzada), bovedilla de cemento-arena o en ocasiones de poliestireno y una losa de compresión, conocida también como firme, hecha de concreto, con espesor mínimo de 4 cm. La losa generalmente está armada con una malla electrosoldada 6x6-10/10 y rodeada perimetralmente con una cadena o trabe armada con 4 varillas y estribos en la que la vigueta penetra por lo menos 5 cm. La figura 2.1 muestra un detalle general del sistema constructivo a base de vigueta y bovedilla. Este sistema se usa actualmente en viviendas unifamiliares y en edificios de 1 a 5 niveles. El sistema de vigueta y bovedilla ha sido satisfactorio en edificaciones habitacionales de pocos niveles, pero su uso no está restringido solamente a estas edificaciones. Se ha utilizado en edificios de 10 y 15 niveles, puentes peatonales y vehiculares, techumbres de naves industriales, losas para tapar los cajones de cimentación, estacionamientos y andenes de carga y descarga, entre otros. Los fabricantes de vigueta presforzada las producen con distintos peraltes, h . Por ejemplo: $h= 11, 13, 14, 15, 16, 20$ y 30 cm. Las

bovedillas de cemento-arena se fabrican en alturas de 13, 14, 15, 16, 20 y 26 cm y en cualquier altura cuando se trata de bovedilla de poliestireno.

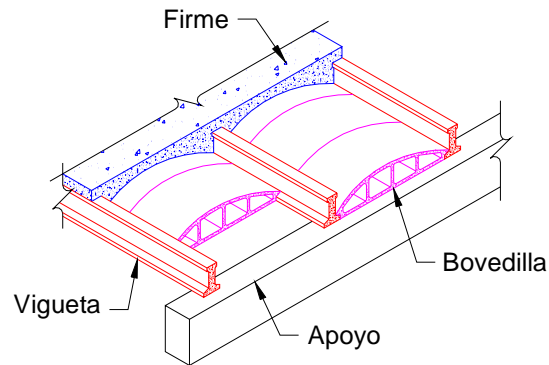


Figura 2.1. Sistema de piso de viga y bovedilla

2.1.1.2. Losa extruida

Las losas extruidas también llamadas losas aligeradas o placas de corazones huecos (figura 2.2) son elementos estructurales pretensados que se pueden usar para entrepisos, cubiertas, fachadas de edificios y como muros de carga. Son ideales para claros de 8 a 14 m, y con sobre cargas útiles altas, de 500 a 2000 kg/m². En la mayor parte de los casos sobre estos elementos se cuele una losa (firme), armada con malla por lo general 6x6-8/8 o 6x6-6/6, la cual cumple con dos fines: a) lograr un efecto de diafragma al darle mayor comportamiento monolítico a la losa, b) ayudar a evitar problemas de filtraciones de agua al tapar las posibles fisuras de las juntas entre elementos. Sin embargo, estos elementos también se pueden emplear sin el firme cuando la aplicación no lo requiera (por ejemplo, estacionamientos, entrepisos de bodegas, centros comerciales). Los peraltes más comunes que se fabrican en México son de 10, 15, 20, 25 y 30 cm, con anchos que pueden ser de 1.00 m y 1.20 m. Si llevan el firme integrado aumentan su peralte. Se recomienda que el firme colado en sitio tenga un espesor mínimo de 5 cm pudiendo ser mayor, (por ejemplo 10 cm), lo que dependerá del uso de la losa, cargas, claros a cubrir, etc. Cabe mencionar que el tipo de refuerzo de estos elementos varía de país a país. Por ejemplo, en Europa es común usar alambre de presfuerzo de 4 mm de diámetro, en Estados Unidos y Canadá se usa torón para presforzarlas y en México por lo general se usa alambre de 5 o 6 mm de diámetro; en pocos casos se usa torón.

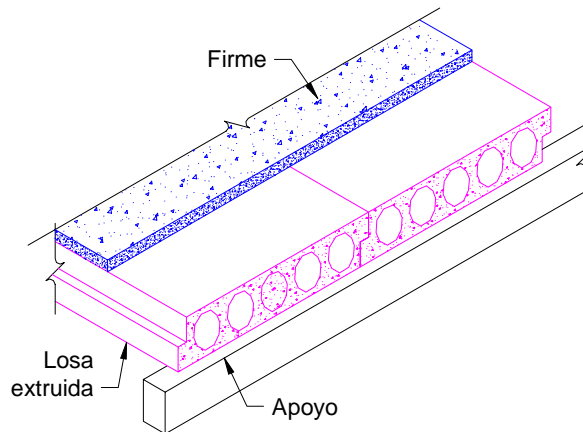


Figura 2.2. Sistema de piso de losa extruida

2.1.1.3. Viga T y doble T

Este tipo de sistema de piso es a base de elementos presforzados de concreto. Se emplea para claros del orden de 10 a 25 m. En algunas ocasiones son elementos estructurales de concreto prefabricado de peralte variable, que se emplean únicamente como elemento de cubierta. En estos casos el patín superior a dos aguas permite desalojar el agua de lluvia de manera natural y se emplean como sistemas de cubierta en naves industriales, centros comerciales, gimnasios, escuelas, etc. En la figura 2.3 se muestran las vigas doble T. Es común que éstas sean unidas mediante placas embebidas y posteriormente soldadas, con la finalidad de evitar movimientos diferenciales en sentido vertical. Igual que en el caso anterior se realiza un colado de una capa de concreto en su parte superior la cual cumple el papel de diafragma y de ligar a las vigas.

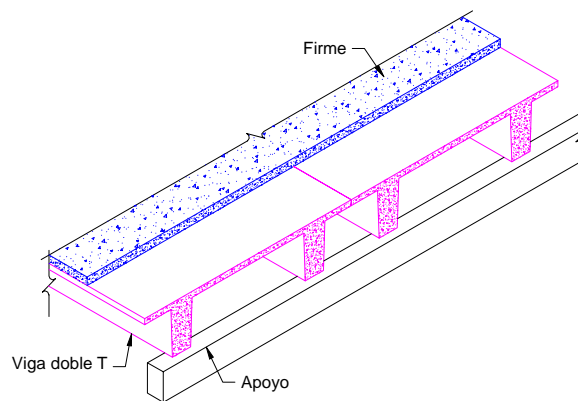


Figura 2.3. Sistema de piso con los doble T

2.1.2. Comportamiento de los sistemas de piso prefabricados

Aunque generalmente toda edificación cuenta con sistemas de piso, la atención a los criterios para evaluar y resistir fuerzas sísmicas en el plano de sistemas de piso había sido poca antes del sismo de Northridge en 1994 en California. Los colapsos de algunas estructuras prefabricadas en el referido sismo sugieren que éstos ocurrieron por fallas en los sistemas de piso (Fleischman et al., 1998). En la mayor parte de estos casos, las edificaciones eran destinadas a estacionamientos y su estructuración se basaba en la combinación de muros estructurales de concreto reforzado, localizados en la periferia, diseñados para resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas y marcos prefabricados de concreto diseñados para resistir principalmente cargas gravitacionales. Después del sismo de Northridge, en algunos edificios prefabricados los muros estructurales quedaron en pie, sin evidencias de daños relevantes y los pisos llegaron al colapso. Esto sugiere que hubo una mala concepción estructural en donde las fuerzas sísmicas actuantes en el plano de los pisos no fueron transferidas a los elementos verticales, como es la hipótesis usual que se emplea en el análisis sísmico de edificaciones. En la figura 2.4 se muestran diferentes fotos de edificaciones donde el colapso fue originado básicamente por el mal comportamiento de los sistemas de piso.

Se debe mencionar que en el sismo de Northridge se midieron aceleraciones en pisos de edificaciones que indican amplificaciones de la aceleración del terreno mayores que las que se deducirían de la aplicación de reglamentos (Hall, 1995). También es de interés el comentar algunos resultados de los ensayos del espécimen estudiado en el programa PRESSS, el cual ha sido descrito con detalle en la literatura (Priestley et al., 1999). Este espécimen fue de concreto prefabricado, de cinco niveles, en una dirección estaba formado por marcos prefabricados, en la otra con muros de concreto postensados y marcos prefabricados de concreto diseñados para tomar sólo carga gravitacional. Las fuerzas sísmicas por nivel medidas en el ensaye pseudodinámico del espécimen fueron bastante mayores que las calculadas con procedimientos que estipulan reglamentos actuales, lo que sugiere efectos importantes de modos superiores (Priestley et al., 1999). Estos resultados indican que los procedimientos que estipulan reglamentos vigentes para el cálculo de fuerzas en el plano de diafragmas estarían del lado de la inseguridad. El problema del diseño sísmico de sistemas de piso se agrava porque el conocimiento que se tiene sobre el comportamiento de los sistemas de piso es poco, tanto a nivel experimental, como en su respuesta ante sismos, situación que no es igual en elementos como vigas, muros y columnas en donde el conocimiento es tan amplio que se cuentan con criterios específicos para su diseño y construcción. Como consecuencia, los criterios que actualmente emplean diversos reglamentos para definir la trayectoria de las fuerzas sísmicas en el plano de los sistemas de

piso, así como para definir la resistencia en las secciones críticas son confusos y en ocasiones del lado de la inseguridad, por lo que se pone en riesgo la estabilidad de la estructura.



Figura 2.4. Colapso de estructuras debidas a falla en el sistema de piso.

2.2. DIAFRAGMAS

En general, toda construcción cuenta con sistemas verticales y horizontales que soportan las cargas gravitacionales e inerciales y con elementos denominados “diafragmas” que ligan la estructura y transfieren las fuerzas inerciales hacia los marcos y muros estructurales como se observa en la figura 2.5. Con lo anterior se logra tener una estructura estable y trayectorias para las cargas laterales de forma adecuada hasta el nivel de cimentación. Una hipótesis de diseño es considerar que los sistemas de piso y techo cumplen con la función de diafragma, además de transmitir la carga gravitacional. Dependiendo de la forma en la cual distribuye la fuerza lateral se dividen en diafragmas “rígidos” y diafragmas “flexibles”.

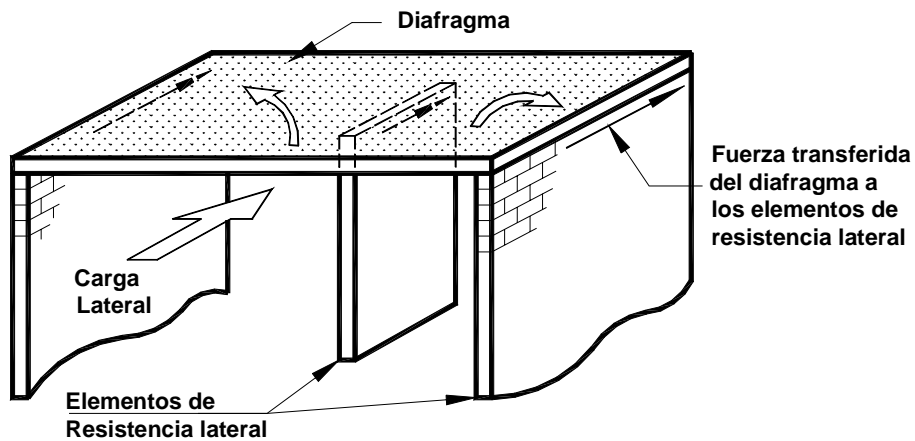


Figura 2.5. Transferencia de carga en los diafragmas.

2.2.1. Diafragma rígido

Como su nombre lo indica son elementos altamente rígidos en su plano ante las cargas laterales impuestas. Las fuerzas se distribuyen en su plano y además se considera que la deformación producida por dichas cargas en todos los puntos es la misma. Esencialmente actúa como una placa de piso sujeta a fuerzas de flexión y de corte transmitidas a los elementos de resistencia lateral según su rigidez. En estos casos se considera que el diafragma posee mayor rigidez que los elementos a los cuales transfiere la carga lateral.

2.2.2. Diafragma flexible

Son aquellos que sufren deformaciones y rotaciones diferentes en cada punto de su plano como se explica en la próxima sección. En forma sencilla, la fuerza horizontal es distribuida como lo haría una viga simplemente apoyada o continua, según sea el caso, en donde los claros estarían delimitados por los elementos de resistencia lateral. Para este tipo de diafragma se considera que la rigidez de los elementos de apoyo es mayor que la del mismo diafragma. Esta característica es común encontrarla en edificios donde la relación largo/ancho de la planta es mayor que dos, en sistemas de pisos con relación aberturas/área en planta superior a 15% o en plantas irregulares en forma de L, T, Y o similares.

2.2.3. Diafragmas prefabricados

En comparación con los sistemas de piso colados en sitio, en los diafragmas prefabricados es más complejo determinar un comportamiento específico, debido a que presentan diversidad de puntos donde se deben revisar los esfuerzos y mecanismos de transferencia de carga, los cuales varían de acuerdo con los elementos empleados para su construcción como son: vigas TT, losas extruidas, viguetas, entre otros. En la figura. 2.6 (Elliot et al., 1992) se muestran las fuerzas que actúan en estos

sistemas de piso y la transferencia de carga que presentan algunos puntos importantes. La carencia de suficiente información y el papel importante que cumplen los diafragmas para la resistencia de cargas laterales hace que se tomen criterios demasiado conservadores al momento de diseñar y construirlos (Drysdale et al., 1994).

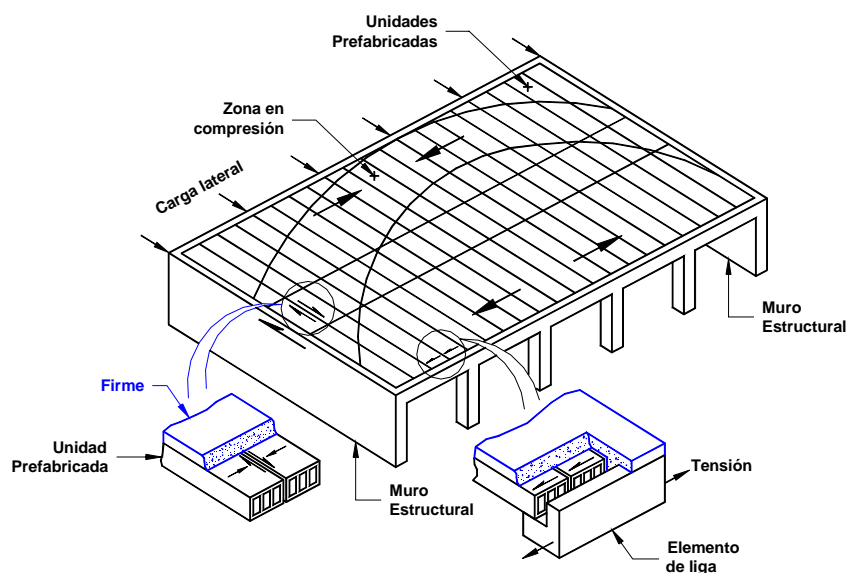


Figura 2.6. Sistema de piso prefabricado (Elliot et al., 1992)

2.3. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE DIAFRAGMAS

En lo que sigue se describe el problema de la evaluación de las fuerzas sísmicas en el plano de sistemas de piso, así como la trayectoria de éstas y algunos criterios para definir sus resistencias. El diseño de una edificación se puede dividir en dos partes principales, una que sería el diseño de la estructura que resistirá las fuerzas laterales y transmite la carga hasta el nivel de la cimentación y otra en la que se diseñará el sistema de piso el cual transmite las cargas inerciales hacia el sistema sismo-resistente, como se presenta en la figura 2.7. La figura 2.7a muestra el modelo para representar al sistema que resiste las fuerzas laterales con una altura H , el cual tiene un peso en cada nivel w_i , ubicado a una altura de desplante h_i . La Figura 2.7b corresponde al modelo para representar el sistema de piso. La figura 2.7c muestra esquemáticamente la distribución de la fuerza en cada nivel, F_i , para las cuales se deben diseñar cada uno de estos modelos estructurales. La línea punteada, identificada como $S Est$, representa el nivel de fuerzas para el análisis estático del sistema sismo-resistente y se evalúa mediante la ecuación 2.1, y la línea continua, identificada como $S Piso$, representa el nivel de fuerzas para diseñar el sistema de piso.

$$F_i = \frac{c \cdot W}{Q'} \cdot \frac{w_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i}$$

Ecuación 2.1

donde c es el coeficiente sísmico de diseño, W es el peso total de la estructura y Q' es el factor de comportamiento sísmico.

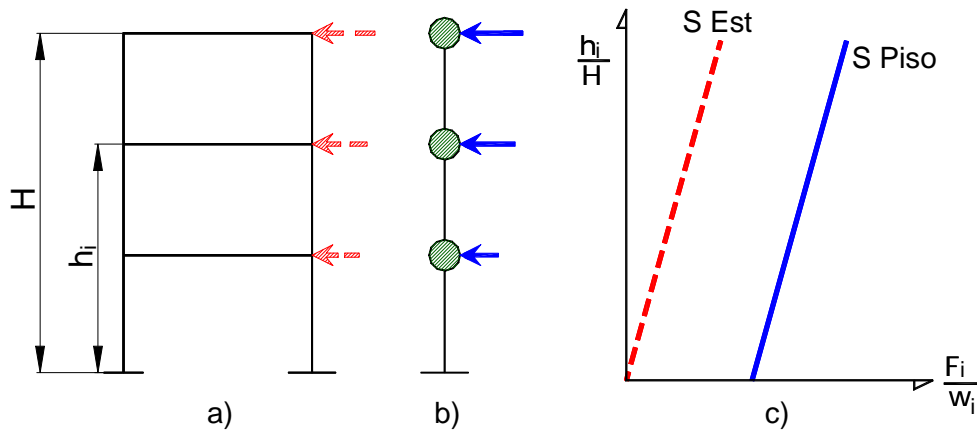


Figura 2.7. Modelos estructurales para el diseño de una edificación

2.3.1. Interpretación de la evaluación de las fuerzas de piso con base en el RCDF

En la práctica es común que no se empleen las distribuciones de fuerzas mostradas para el diseño de los sistemas mencionados anteriormente y generalmente se confunden, por lo que es común que los diseñadores en México empleen sólo la distribución correspondiente al análisis estático, línea punteada en la figura 2.7c, lo que lleva a diseños del lado de la inseguridad ya que el comportamiento de la estructura estaría sujeto a la resistencia del sistema de piso al no garantizar que las fuerzas inerciales se transfieran al sistema que resiste las fuerzas laterales.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, (1996), NTCDS (1996), no eran explícitas para la evaluación de estas fuerzas y especificaba en sus normas para sismo y en la sección 8.4 de Apéndices lo siguiente:

“Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por $1+4 \cdot c'/c$ donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción, y sin afectarlo por el factor de reducción Q o Q' . Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen asimismo los elementos

sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan”

Del párrafo anterior se interpreta que c' se obtiene como:

$$c' = c \cdot W \cdot \frac{h_i}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

y como valor de aceleración del terreno, a_0 , es decir, para periodo T igual a cero en el espectro de diseño el valor de $c/4$.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, (2004), NTCDS (2004), aun no son explícitas y especifican en el cuerpo principal, en la sección 8.4 de Apéndices, lo siguiente:

“Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá que sobre el elemento en cuestión actúa la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por

$$1 + c'/a_0 \quad \text{Ecuación 2.3}$$

donde c' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción.

Se incluyen en este requisito los parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros, revestimientos y otros apéndices. Se incluyen, asimismo, los elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración (no de la fuerza cortante ni del momento de volteo), como las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.”

De lo anterior entonces se deduce que:

$$c' = \frac{c \cdot W}{?} \cdot \frac{h_i}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

A diferencia de las anteriores normas, NTCDS (1996), las actuales normas no aclaran si debe afectarse dicho valor de fuerzas por el factor de comportamiento sísmico, Q' , dejando a consideración del diseñador si este factor está implícito en la expresión mostrada en la ecuación 2.4. El valor para la aceleración del terreno, a_0 , se especifica en el cuerpo principal de las NTCDS (2004). Otra situación en la que no es clara la norma es, si el factor c' de la ecuación 2.3, representa al factor por el que se

multiplican los pesos cuando se evalúan las fuerzas laterales para el análisis estático o representa también un factor de las fuerzas laterales cuando se realiza un análisis modal.

Para el desarrollo de este trabajo se interpreta que el factor c' se emplea solamente en los caso en que las fuerzas laterales se evalúen a partir del método estático y que las fuerzas obtenidas mediante procedimientos de análisis modal no se deben modificar por la aceleración del terreno.

2.3.2. Interpretación de la evaluación de las fuerzas de piso con base en el UBC

El reglamento Uniform Buildig Code (1997), UBC (1997) especifica dos secciones para la evaluación de las fuerzas laterales diferentes al nivel de fuerzas que corresponderían para el diseño de los sistemas sismorresistentes. La sección 1632 corresponde a elementos de estructuras, componentes no estructurales y equipos y especifica para la relación de la fuerza de piso, F_p , respecto al peso que soporta el nivel, W_p , que:

$$0.7C_a \cdot I_p < \frac{F_p}{W_p} < 4.0C_a \cdot I_p$$

donde C_a corresponde a la aceleración del terreno e I_p representa un coeficiente de importancia.

La sección 1633 corresponde a los requerimientos de diseño para sistemas detallados en donde se incluyen los sistemas de piso y diafragmas. Para este caso el reglamento especifica que las fuerzas deben evaluarse con al siguiente expresión

$$\frac{F_{px}}{W_{px}} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i}$$

donde x corresponde el nivel en el cual se evalúa la fuerza, F_t corresponde a una fuerza aplicada en el último nivel y F_i son las fuerzas obtenidas para el diseño de los sistemas sismorresistentes evaluadas a partir de la distribución triangular para el método estático. Además especifica los siguientes valores límite para esta relación:

$$0.5C_a \cdot I_p < \frac{F_{px}}{W_{px}} < 1.0C_a \cdot I_p$$

Este reglamento presenta una incongruencia entre los límites para las fuerzas, principalmente en el límite superior, al especificar un valor para el diseño de cuatro veces más la fuerza que pueda presentarse en equipos y elementos no estructurales de un nivel dado de la estructura respecto a la fuerza de diseño para el diafragma del mismo nivel.

2.3.3. Consideraciones para el diseño

Las consideraciones básicas que se deben tener en cuenta al diseñar un diafragma son: evaluar las cargas que se presentarán, los criterios de diseño por capacidad y los estados límites de servicio y resistencia. En los diafragmas actúan cargas del tipo “local” que son producidas por las fuerzas inerciales que están asociadas con la masa soportada y la aceleración del piso en consideración. También actúan cargas “transferidas” que aparecen donde el diafragma adicionalmente transmite fuerza cortante a los elementos de resistencia lateral. Un ejemplo de este último caso es la transmisión de carga que hace una torre al nivel del pedestal. Estas fuerzas están generalmente asociadas con una irregularidad vertical como se aprecia en la figura 2.8 (Drysdale et al., 1994).

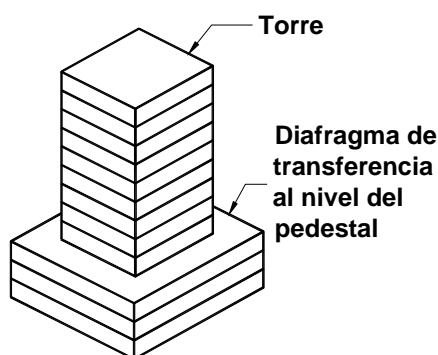


Figura 2. 8. Diafragma de transferencia (Drysdale et al., 1994)

Una consideración adicional, que está implícita en los requerimientos para estructuras dúctiles es que los diafragmas deben permanecer elásticos y transferir las fuerzas inerciales hacia el sistema sismo-resistente, y la disipación de energía sólo se presenta en este último cuando se forman las articulaciones plásticas durante el desarrollo del mecanismo de colapso. Esta consideración es difícil de satisfacer dado que el diafragma disminuye la resistencia a flexión y a corte debido al agrietamiento causado por el fenómeno de elongación en vigas y al generado por las cargas gravitacionales, viéndose comprometida entonces la estabilidad de la estructura en el caso de un sismo severo.

Todos los criterios empleados para el diseño de una estructura deben lograr que ésta sea resistente para el sismo de diseño y que situaciones particulares como incendios localizados, trabajos mal realizados, impactos por vehículos, deterioro por químicos agresivos al concreto no causen la falla de un elemento y de esta forma el colapso total de la estructura o un colapso progresivo de la misma. Los diafragmas representan una parte importante de una estructura debido al papel de ligar y hacer que la misma trabaje en conjunto, si estas funciones se presentan en forma adecuada, es posible restringir el daño y disminuir la probabilidad de colapso en una edificación (Guidelines, 1991, Drysdale et al., 1994).

Un criterio simplista de los diseñadores para los sistemas de piso prefabricados es suponer que las fuerzas sísmicas son transferidas a la estructura principal básicamente por una capa superior o firme de concreto que es colado sobre las unidades prefabricadas, y debido a la rugosidad de dichas unidades, se forma un sistema compuesto con lo cual se da un margen de seguridad en el diafragma. El criterio anterior es erróneo dado que la zona débil de los sistemas de piso se encuentra en las juntas de construcción entre los elementos que conforman el piso y donde la sección resistente corresponde únicamente a la sección del firme (Rodríguez y Blandón, 2002). En países como México, Nueva Zelanda o Estados Unidos, los reglamentos especifican un peralte mínimo para el firme de 5 a 7 centímetros. Por ejemplo, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), NTCDC (2004), da criterios bastante generales para revisar el comportamiento de estos sistemas y especifica que “se aceptará que un firme colado sobre los elementos prefabricados funcione como diafragma a condición de que se dimensione de modo que por si solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano. El espesor del firme no será menor que 6.0 cm., si el claro es mayor de 6.0 m. En ningún caso será menor que 3.0 cm.”. A diferencia del reglamento anterior, el actual da algunos lineamientos para que el ingeniero realice un diseño de ellos y especifica que los diafragmas se deben analizar empleando un diseño racional.

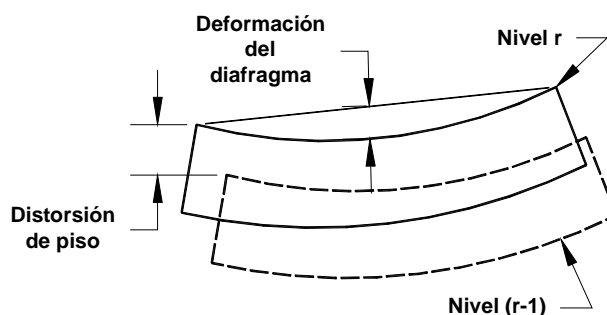
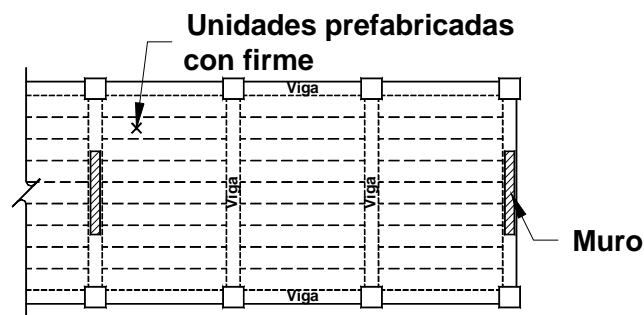


Figura 2.9. Deformaciones en un diafragma de piso.

Para el análisis estructural de edificios es común suponer que el diafragma tiene un comportamiento rígido. De esta manera, el análisis se simplifica en forma considerable y las propiedades de rigidez y dinámicas son consideradas constantes. Para el caso de un diafragma flexible no ocurre lo mismo y las propiedades mencionadas varían según sea la flexibilidad en el mismo. Tal condición de flexibilidad debe ser considerada en situaciones donde se espera que las deformaciones en el diafragma causadas por la superestructura sean grandes, por ejemplo en los de transferencia (figura 2.8) o en donde se desee evaluar la respuesta elástica de la estructura para los eventos de servicio (Drysdale et al., 1994). Una guía para determinar cuándo un diafragma es flexible se encuentra en el

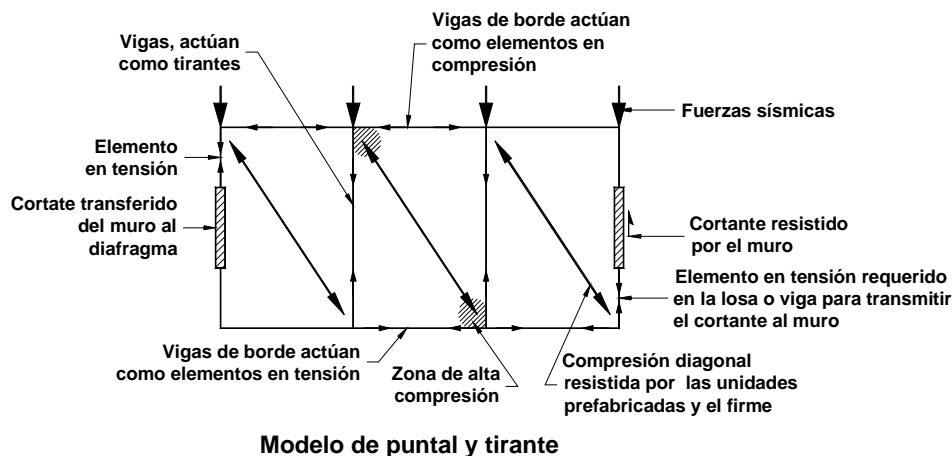
reglamento Uniform Buildig Code (1997), UBC (1997), y lo define como aquel donde “la máxima deformación lateral del diafragma es más de dos veces la distorsión lateral del piso correspondiente”, (figura 2.9).

Para el diseño del diafragma, las NTCDC (2004) especifica que “los diafragmas se dimensionarán con los criterios para vigas comunes o vigas diafragma, según su relación claro a peralte”. Igualmente especifica que “debe comprobarse que posean suficiente resistencia a flexión en el plano y a cortante en el estado límite de falla, así como que sea adecuada la transmisión de las fuerzas sísmicas entre el diafragma horizontal y los elementos verticales destinados para resistir las fuerzas laterales”. Para esta revisión estructural es factible emplear la teoría del puntal y tirante (Schlaich et al., 1987) la cual es una herramienta sencilla para el diseño que permite conocer el flujo de las cargas mediante una distribución de fuerzas internas que satisfacen las condiciones de borde y equilibrio. Esto se logra modelando la estructura como una armadura con elementos de concreto en compresión, “puntales” y de acero en tensión, “tirantes”. Algunas reglas generales para emplear el método son: definir nudos en los puntos de aplicación de las cargas y en las discontinuidades, posteriormente unirlos mediante los elementos, “puntales” y “tirantes” y resolver el sistema con algunos procedimientos de estática para satisfacer el equilibrio. En la figura 2.10 (Guidelines, 1991, Drysdale et al., 1994) se muestra una aplicación gráfica del método donde se aprecia la planta del sistema de piso y las fuerzas de tensión y de compresión en el diafragma. También se muestran los puntos que presentan grandes esfuerzos, como esquinas, apoyos y otros donde el diafragma requiere ser reforzado apropiadamente para que resista las acciones que le son impuestas debidas a las cargas laterales.



a) Planta del sistema de piso

Figura 2.10. Aplicación del modelo del puntal y el tirante (Guidelines, 1991, Drysdale et al., 1994)



b) Modelo de puntal y tirante para el sistema de piso

Figura 2.10. Aplicación del modelo del puntal y el tirante (Guidelines, 1991, Drysdale et al., 1994),
continuación

2.4. RESULTADOS DE LOS ANALISIS EN LOS SISTEMAS DE PISO DESPUES DEL SISMO DE NORTHRIDGE EN 1994 EN CALIFORNIA.

Uno de los aspectos observados a raíz de este sismo fue un comportamiento diferente al de diafragma rígido en los sistemas de piso de algunas estructuras, principalmente estacionamientos. La característica común en ellos es que empleaba un sistema prefabricado para resistir las cargas gravitacionales, con muros colados en sitio para resistir las cargas laterales y un firme colado sobre el piso prefabricado que actuaba como unión entre los muros. Los daños ocurridos en estas estructuras fueron causados por falla en los elementos que soportaban la carga gravitacional, debido a la flexibilidad en el diafragma que permitió grandes desplazamientos en regiones alejadas de los muros. De las observaciones realizadas, así como en estudios posteriores, se determinó que la rigidez en la zona de unión piso-muro fue demasiado pequeña, lo que no permitió una adecuada transferencia de carga al ocurrir la falla de la unión, y que el diafragma presentó un comportamiento inelástico que no fue considerado en el diseño (Fleischman et al., 1998).

Wood et al, (2002), mostraron que existieron incongruencias en las normativas empleadas para el diseño en los diferentes reglamentos de los Estados Unidos. Entre ellas está el hecho de considerar un nivel de fuerzas y de deformaciones para el sistema sismo-resistente y uno diferente para el sistema que soporta las cargas gravitacionales, como se mostró en la figura 2.4. En esta figura se muestra claramente que la falla fue debida a la unión débil del sistema de piso con el sistema de marcos y muros. Otra consideración para explicar la falla de estos edificios, es que el sistema de piso estaba formado por elementos prefabricados con un firme colado en sitio y reforzado, principalmente con

mallas electrosoldadas, para que actuara como diafragma. Sin embargo los efectos de temperatura y contracción del concreto tienden a que se desarrollen grietas en el firme, especialmente entre las juntas de los elementos prefabricados, por lo cual al momento del sismo el tamaño de grietas se incrementó fracturando el acero de refuerzo. Una característica de la malla electrosoldada es que tiene muy poca capacidad de deformación, por lo cual a bajas deformaciones presenta fractura disminuyendo la resistencia del sistema de piso (Wood et al, 1996).