



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESTIMACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA ESTRUCTURAL TOMANDO EN CUENTA ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EXISTENTES

T E S I S

PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA
ALFREDO CONTRERAS LÓPEZ

DIRECTOR DE TESIS:
MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO



CIUDAD UNIVERSITARIA
MEXICO, DF, JUNIO 2016



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.

Asunto: **Propuesta de tema de tesis**
Oficio No:

M. EN I. GERMAN LÓPEZ RINCÓN
PRESIDENTE DEL COMITÉ DE TITULACIÓN
DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA.
P R E S E N T E.

En atención a su oficio de fecha (), en el que se solicita proponer **TESIS** para que sea desarrollado por el señor, **Alfredo Contreras López**, registrado con número de cuenta **307126665**, y pueda presentar su Examen Profesional de la Carrera de **Ingeniero Civil**, me permito someter a su consideración el siguiente:

**TEMA: ESTIMACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA ESTRUCTURAL TOMANDO EN CUENTA
ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EXISTENTES.**

- INTRODUCCIÓN
- I. MARCO TEÓRICO
- II. METODOLOGÍA
- III. CASOS DE ESTUDIO
- IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS
- V. CONCLUSIONES
- REFERENCIAS
- ANEXOS

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria, D. F., a 08 de abril de 2016.

NOMBRE DEL DIRECTOR DE TESIS: Mauro P. Niño Lázaro

FIRMA DEL DIRECTOR DE TESIS: 

ÁREA A LA QUE CORRESPONDE EL TEMA: Ingeniería de riesgos naturales

CORREO ELECTRÓNICO DEL DIRECTOR DEL TEMA: MNinoL@ingen.unam.mx

NOTA: ENVIAR TODA SU INFORMACIÓN EN PDF AL SIGUIENTE CORREO: secretariatecnicacivil@hotmail.com

- ✓ LA CARTA DE OPCION DE TITULACIÓN
- ✓ UNA HOJA DE ESTE FORMATO FIRMADA POR EL DIRECTOR O ASESOR DEL TEMA.
- ✓ UN INDICE DESGLOSADO RUBRICADO EN TODAS SUS HOJAS POR EL DIRECTOR DEL TEMA.
- ✓ UNA COPIA DEL HISTORIAL ACADÉMICO O CARTA DE CRÉDITOS Y PROMEDIO, ACTUALIZADOS

El amor es paciente, servicial y sin envidia.
No quiere aparentar ni se hace el importante.
No actúa con bajeza, ni busca su propio interés.
El amor no se deja llevar por la ira, sino que olvida
las ofensas y perdona.

Nunca se alegra de algo injusto y siempre le agrada la verdad.
El amor disculpa todo; todo lo cree, todo lo espera y todo
lo soporta. 1 Corintios 13:4-8.

“Si Dios no hubiera creado el alma,
la música lo hubiera hecho”

DEDICATORIA

A mis padres:

Martin Contreras Caro.

Por todas las enseñanzas que me has dado y
el apoyo incondicional que me brindas.
y

Epifania López Vargas.

Por enseñarme atreves de tu ejemplo
y darme todo sin pedirte nada.

A mis hermanos:

José Guadalupe Contreras López.

Por el apoyo inigualable que siempre
has dado a tus hermanos menores.
y

Jorge Alejandro Contreras López.

Por darme lecciones de vida que nunca olvidare.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi alma máter la Universidad Nacional Autónoma de México por dar la oportunidad de estudiar a jóvenes que tienen las ganas de sobresalir.

Así mismo agradezco al Instituto de Ingeniería por darme la oportunidad de superarme.

También agradezco a la Facultad de Ingeniería por darme una formación sólida y de vanguardia.

Igualmente agradezco al Dr. Eduardo Reinoso Angulo por el apoyo que me brindó para realizar esta tesis.

De la misma manera agradezco al Dr. Mauro por la paciencia y tiempo que me dedicó, además de ser una persona invaluable y que considero es una persona a seguir.

Agradezco a mis sinodales: Dr. Miguel Ángel Jaimes, Dra. Lilia Chávez y al Ing. Marcos Trejo por sus valiosos comentarios para mejorar esta tesis.

También agradezco a mis amigos de la Facultad de Ingeniería y del Instituto de Ingeniería por haberme dado ánimos en culminar esta etapa y por aquellos momentos de diversión inolvidables.

Agradezco a mi tío Ramos que me enseñó el valor de la humildad y el hábito a la lectura.

A si mismo agradezco a mi abuelito Juan, que nos enseñó con su ejemplo, el valor de la familia.

Y por último agradezco a Valeria y a Gabriel, por darme alegría día con día.

ÍNDICE

DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
ÍNDICE	v
RESUMEN.....	vii
ABSTRACT.....	viii
INTRODUCCIÓN	1
DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	1
JUSTIFICACIÓN	2
OBJETIVO.....	2
LIMITACIONES	2
CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO	3
1.1 ANTECEDENTES DE ESTUDIO	3
1.2 SISMICIDAD	7
1.3 ASENTAMIENTO	16
1.3.1 Efecto P-delta	21
1.4 VULNERABILIDAD SÍSMICA	28
CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA.....	31
2.1 DISEÑO Y MODELADO	32
2.3 AMENAZA Y ASENTAMIENTOS	32
2.5 CURVAS IDA	34
2.6 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD.....	35
CAPÍTULO 3. CASOS DE ESTUDIO.....	37
3.1 MARCOS DE 15 Y 25 NIVELES	38
3.2 MARCO DE 17 NIVELES	40
3.3 CURVAS IDA	41
3.3.1 Marco de 15 niveles	48
3.3.2 Marco de 17 niveles	50
3.3.3 Marco de 25 niveles	52

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	55
4.1 MEDIAS GEOMÉTRICAS DE CURVAS IDA.....	55
4.1.1 Marco de 15 niveles	55
4.1.2 Marco de 17 niveles	58
4.1.3 Marco de 25 niveles	61
4.2 FUNCIONES DE DAÑO.....	64
4.2.1 Marco de 15 niveles	65
4.2.2 Marco de 17 niveles	67
4.2.3 Marco de 25 niveles	69
4.3 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD.....	71
4.3.1 Marco de 15 niveles	71
4.3.2 Marco de 17 niveles	74
4.3.3 Marco de 25 niveles	76
 CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES.....	 83
 REFERENCIAS.....	 85
 ANEXOS.....	 I
ANEXO I DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA.....	I
ANEXO II ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICOS.....	XIV

RESUMEN

Este trabajo estimará la vulnerabilidad sísmica estructural en edificios flexibles de 15, 17 y 25 niveles para uso de oficina a base de marcos dúctiles diseñados con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004, considerando asentamientos diferenciales del tipo variable, lo cual provoca efectos considerables de segundo orden. Estas estructuras están localizadas en suelos blandos de la Ciudad de México.

Este estudio surge debido a la necesidad de estudiar el comportamiento estructural en construcciones que están ubicadas en zonas de alto peligro sísmico, ya que se ha observado que las estructuras desplantadas en este tipo de suelo han llegado a presentar asentamientos diferenciales después de transcurrido un periodo de tiempo.

Para determinar la vulnerabilidad se propone la siguiente metodología: 1) definición de las características estructurales, 2) modelación del asentamiento diferencial, 3) obtención de la respuesta sísmica llevando a cabo análisis dinámicos no lineales de historia en el tiempo, 4) obtención de curvas IDA, 5) transformación del desempeño estructural a daño 6) análisis estadístico del daño.

En este estudio los asentamientos se consideran únicamente por consolidación y no por otros fenómenos como subsidencia o licuación. Los asentamientos diferenciales son del tipo variable, por lo que asentamientos en los extremos, asentamientos cerca del centro y asentamientos únicamente en un extremo no se consideran.

Se concluye que debido a que las estructuras analizadas son flexibles, estas son más susceptibles al efecto desestabilizador de cargas de gravedad (efecto P-delta), es por ello que desde que se presentan asentamientos diferenciales del tipo variable, éstas comenzarán a tener esfuerzos adicionales que son absorbidos por las deformaciones elásticas, sin embargo, si estos asentamientos son considerablemente grandes o se exponen a ambientes sísmicos, es posible que se presenten condiciones inelásticas en las estructuras, provocando estados límite de servicios no deseados, más aún, conforme las acciones sísmicas sean cada vez más grandes, existirá un nivel de desempeño que provocará la inestabilidad de la estructura conduciendo a un colapso inminente. Este comportamiento se ve reflejado en las funciones de vulnerabilidad de todas las estructuras que presentan asentamiento diferencial del tipo variable, comparándolas con las funciones de vulnerabilidad que no presentan estas condiciones.

ABSTRACT

This work will estimate the structural seismic vulnerability in flexible buildings of 15, 17 and 25 levels for office use based ductile frames designed with the Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004, considering differential settlements variable type, which causes considerable effects second order. These structures are located in soft soil of Mexico City.

This study arises because of the need to study the structural behavior in buildings that are located in areas of high seismic risk, since it has been observed that the structures desplantadas in this type of soil have come to present differential settlements after one period of time.

For determine the vulnerability the following methodology is proposed: 1) definition of the structural characteristics, 2) modeling of differential settlement, 3) obtaining seismic response performing dynamic nonlinear analysis of history in time, 4) obtaining curves IDA, 5) performance structural transformation of damage 6) statistical analysis of the damage.

In this study the settlements are considered only by consolidation and not by other phenomena such as subsidence or liquefaction. The differential settlements are of variable type, so that the settlements in the extremes, settlements near the center and settlements only at one extreme are not considered.

It is concluded that because to that the structures analyzed are flexible, they are more susceptible to the destabilizing effect of gravity loads (P-delta effect), which is why since that occur differential settlements of variable type, they begin to have additional strain which are absorbed by the elastic deformation, however, if these settlements are considerably big or exposed to seismic environments, is possible that occur inelastic conditions in the structures, causing limit states of service undesired, even more, conforming the seismic actions are each once more big, will exist a performance level that will cause instability of the structure leading to an imminent collapse. This behavior is reflected in the vulnerability functions of all structures that have differential settlement of variable type, comparing them with vulnerability functions without these conditions.

INTRODUCCIÓN

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Una de las necesidades que tienen las grandes ciudades ante el crecimiento poblacional es crear infraestructura para satisfacer la demanda que este crecimiento implica. Como suele suceder en las grandes ciudades, estas tienen un espacio limitado debido a la densidad de infraestructura que se tiene, por lo que actualmente se recurre a realizar infraestructura de gran altura en predios con dimensiones limitadas. Tal es el caso de la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) con una población de 20 116 842 habitantes (INEGI, 2014), que en las zonas con mayor densidad poblacional es donde ocurre esto. La ZMVM está conformada por 59 municipios del Estado de México, uno del Estado de Hidalgo y las 16 delegaciones de la Ciudad de México, siendo esta última considerada una de las ciudades más grandes y pobladas del mundo (Oehmichen, 2010).

A diferencia de otras grandes ciudades del mundo, la ZMVM tiene la peculiaridad de que la mayoría de su territorio se encuentra en la Cuenca de México, este en el periodo posclásico era un sistema lacustre conformado por 5 extensos lagos, Xaltocan, Zumpango, Texcoco, Chalco y Xochimilco (ver fig. A). Estos primeros tres eran de agua salada y los dos últimos de agua dulce, la gran Tenochtitlan que se asentó ahí en año 1503 D.C realizó obras para proteger a la ciudad de las inundaciones y ese fue el comienzo de un largo camino por desecar el lago para proteger a la ciudad de las inundaciones que hoy en día se siguen realizando.

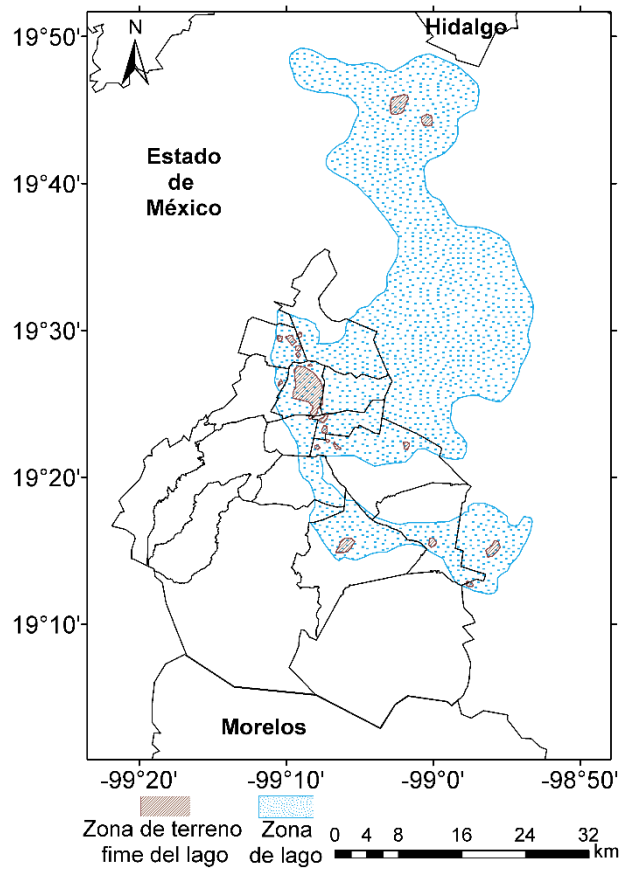


Fig. A. Cuenca de México prehispánica.

México es una zona de alta sismicidad debido a la subducción de las placas de Cocos y de Rivera en la placa Norteamericana, esta constante subducción provoca la acumulación de energía que se libera después en sismos, sismos que llegan a afectar gravemente a las construcciones localizadas en zonas lacustres, debido a la amplificación de las ondas sísmicas con respecto a zonas firmes.

JUSTIFICACIÓN

Debido a que actualmente existen estructuras que presentan asentamientos diferenciales y no se conoce el comportamiento que se tendrá, es justificable el presente estudio.

OBJETIVO

Estimar la vulnerabilidad sísmica estructural de tres estructuras altas de marcos dúctiles que presentan asentamientos diferenciales.

LIMITACIONES

Las limitantes de este trabajo es que el tipo de material a usar será concreto armado con un sistema estructural de marcos dúctiles, por lo que marcos rígidos, mampostería, concreto armado u otro no se consideran; se usará únicamente una configuración simétrica; las estructuras serán exclusivamente de periodos largos; el asentamiento diferencial será solamente del tipo variable; la localización de las estructuras será solo en suelos blandos y no tendrán otra condición el suelo como la licuefacción.

CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO

1.1 ANTECEDENTES DE ESTUDIO

La historia geológica de la Cuenca de México nos menciona que la formación más antigua reconocida es la Formación Xochicalco, formación que se depositó en la edad Aptiense, después de esta formación en el periodo Cretácico surgen varias formaciones geológicas.

Según Mooser (1963) los escurrimiento superficiales de la Cuenca de México llegaban al mar, pero debido a erupciones volcánicas en la época del Pleistoceno surgió la Sierra de Chichinautzin, obstruyendo de esta manera el río Balsas, y así fue como se convirtió en una cuenca donde los escurrimientos superficiales se quedaban en ella, dando orígenes a lagos.

La erosión en las sierras aledañas fue a depositarse en los extensos lagos, dando origen a la diversidad del suelo que se tiene actualmente en esta zona. Los depósitos de mayor tamaño quedaron dispuestos en las partes cercanas de las sierras, denominada actualmente zona uno o de lomas que presenta rocas o suelos competentes. En la zonas cercanas a las orillas del lago y en la periferia de este, fueron arrastradas partículas de mayor tamaño, pero debido a que los arroyos desembocaban en la planicie, formaron deltas que se fueron introduciendo en el cuerpo lacustre, en consecuencia los depósitos fluviales y aluviales se fueron intercalando dando origen a la combinación de suelos arenosos, limo arenosos y arcillas, esta zona actualmente se le conoce como zona dos o transición. Por último, los suelos con mayor facilidad de arrastre fueron aquellos que llegaron al centro y en su interior del lago, estos fueron depositándose en el fondo del lago, esta zona actualmente se le denomina zona tres, lacustres o zona de lago, que está conformada por arcillas altamente compresibles separadas por capas arenosas con limo o arcilla. (Santoyo, *et al.*, 2005).

Estas tres zonas que se mencionan anteriormente son las zonas que se describen y utiliza el Reglamento de Construcción del Distrito Federal 2004 (RCDF-04; GDF,2004), reglamento aún vigente en nuestros días, de estas tres zonas la que presenta condiciones más desfavorables es la zona tres o la zona de lago, por ello es a la que más le han dedicado estudio, para poder comprender mejor su comportamiento y tomar las mejores decisiones ante cualquier situación, estas zonas se describen con mayor detalle a continuación.

La mayor parte de la zona de lomas se localiza al poniente de la ciudad, hasta los límites del Estado de México. En el sur incluye la Sierra de Chichinautzin hasta el valle de Chalco y en el norte el Peñón de los Baños, la Sierra de Guadalupe, los cerros del Chiquihuite y del Tigre así como el cerro de La Estrella y la Sierra de Santa Catarina, los cuales separan a la subcuenca de Xochimilco-Chalco de la de México- Texcoco (Santoyo, *et. al.*, 2005). Los materiales del poniente son Tobas y lahares fracturados, depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules, lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvioglaciares, los basaltos se encuentran en los pedregales generados por el Xitle.

Los depósitos de transición forman una franja entre los suelos lacustres y las sierras que rodean al valle o los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. (Santoyo, *et al.*, 2005), estas transiciones pueden clasificarse en transición interestratificada y transición abrupta, donde la primera se refiere a los suelos que se originaron en las barrancas, donde en zonas profundas presenta la capa dura, depósitos glaciares, laháricos y fluvioglaciares; la segunda es la que mantiene contacto con las arcillas lacustres con roca volcánica, la estratigrafía típica es arcilla lacustre y lentes duras.

En la zona de lago las estratificaciones fueron propuestas por Marsal y Mazari en 1959, donde mencionan que está conformada por la costra superficial, la formación arcillosa superior, la capa dura, la formación arcillosa inferior y los depósitos profundos, fig. 1.1.

La costra superficial contiene tres substratos, relleno artificial, contiene relleno arqueológico; suelo blando, contiene depósitos aluviales y la costra seca que es un suelo fuertemente consolidado.

La formación arcillosa superior varía entre 25 y 50 metros, esta contiene cuatro estratos, arcilla preconsolidada superficial, este estrato se ha endurecido a lo largo del tiempo debido al secado; arcillas normalmente consolidadas, consideradas así debido a que siguen en proceso de consolidación; arcilla consolidada profunda, su consolidación es debida a la perdida de presión de agua y lentes duros que están distribuidos en los estratos de arcilla que pueden ser arena basáltica o vidrio pómez.

La capa dura se desarrolló en el interglaciario Sangamon del cual predominan los limos arenosos con algo de arcilla y ocasionalmente gravas (Santoyo, *et al.*, 2005), llega a alcanzar hasta 5 metros de espesor en las orillas del lago.

La formación arcillosa inferior son estratos de arcilla separados por lentes duros con un espesor aproximado de 15 metros al centro del lago y va disminuyendo conforme uno se acerca a las orillas.

Los depósitos profundos contienen arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio (Santoyo, *et al.*, 2005), donde la parte superior es más dura que la parte inferior ya que en estas se encuentran estratos menos cementados y arcillas preconsolidadas.

A lo largo de la historia, la Ciudad de México ha tenido la necesidad de construir mejor conforme se presentan situaciones que cambien el rumbo de las estructuras, anteriormente no se tenía el conocimiento que hoy en día se posee, tal como que en la zona de lago presenta condiciones que, el contenido de agua es mayor a 400%, el índice de plasticidad excede 300% y el índice de compresión C_c puede llegar a un valor de 10, cuando en la mayoría de los suelos es menor a 1 (Díaz, 2006), con ello nos podemos dar una idea de que construir en esta zona es todo un reto para la ingeniería mexicana y como a lo largo del tiempo ingenieros destacados han tenido que lidiar con ello.

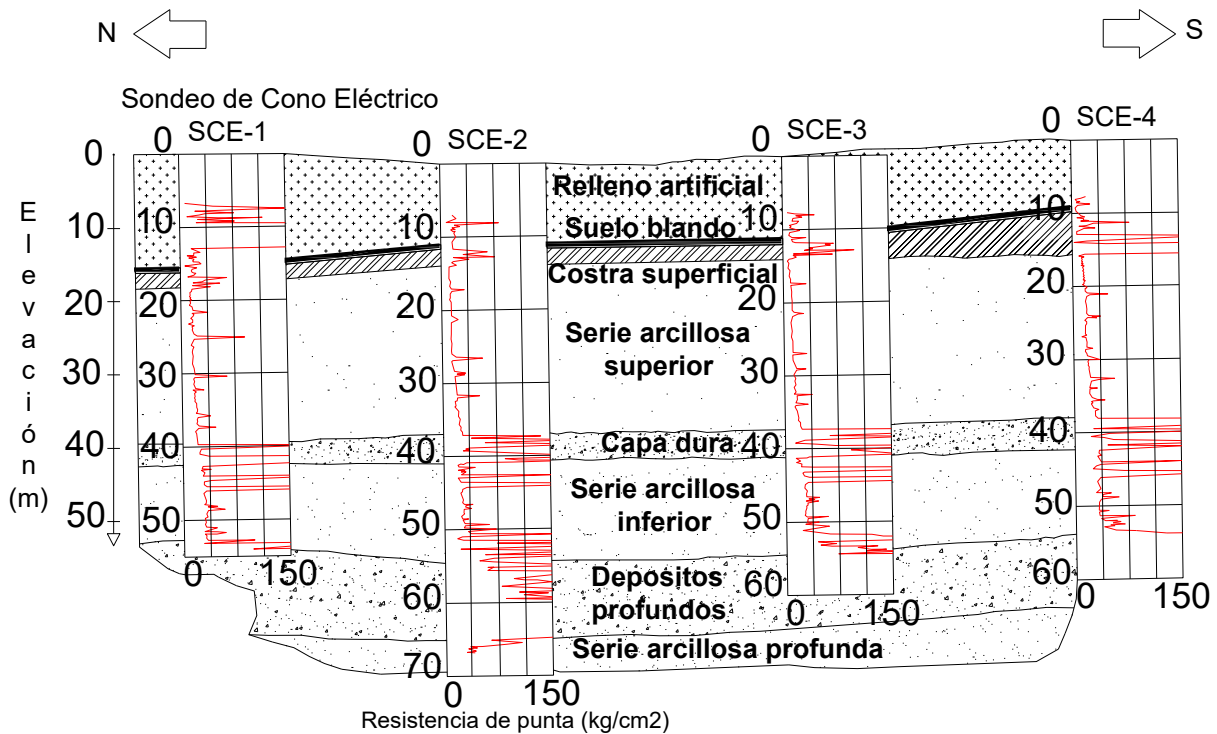


Fig. 1.1. Corte estratigráfico en el Centro Histórico de la ciudad (Santoyo, *et al.*, 2005).

La infraestructura de la Ciudad de México se ha desarrollado tanto en la parte arquitectónica, geotécnica y estructural, estas tres áreas han trabajado contiguamente para mejorar, los tiempos más relevantes son la época prehispánica, la época colonial, a mediados del siglo XIX y a principios del siglo XX, a Medios del siglo XX y a principios del siglo XXI.

En la época prehispánica cuando los Mexicas llegaron a establecerse en la Cuenca de México levantaron el Templo Mayor dedicado a Huitzilopochtli. La construcción requirió de pilotes de madera que eran elaborados de troncos de árboles para evitar que se deformara el suelo, esta ingeniosa idea fue la que hizo posible que se construyera este Templo. Además de que la construcción se hizo por etapas para que se consolidara la arcilla, su arquitectura fue desarrollándose de la simplicidad a la complejidad estética. Fig. 1.2.



Fig. 1.2. Etapas de construcción del Templo Mayor. (Internet 1)

En la época colonial las construcciones más representativas fue el Templo de San Agustín y la Catedral Metropolitana, donde esta última corresponde a una época donde la arquitectura tenía teorías arquitectónicas españolas debido a la conquista, esta construcción se edificó sobre centros ceremoniales Mexicas, debido a que sabían las condiciones del suelo existente, procedieron a reforzarlo con pilotes cortos de madera y encima colocaron una plataforma de mampostería. Fig. 1.3.



Fig. 1.3. Catedral Metropolitana de la Ciudad de México. (Internet 2)

A mediados del siglo XIX y a principios del siglo XX se construyeron obras destacables como el Monumento a la Independencia, el Palacio de Bellas Artes y el Monumento a la Revolución. El Palacio de Bellas Artes destaca por los estilos Art nouveau (renovación artística) y Art decó (artes decorativas), donde la cimentación utilizada fue una plataforma rígida de acero y concreto a baja profundidad, además de una ataguía e inyecciones de cemento para disminuir los hundimientos que se presentaban. Fig. 1.4.



Fig. 1.4. Monumento a la Revolución. (Internet 3)

A mediados del siglo XX y a principios del siglo XXI hubo mucho impulso en la infraestructura, de estas destacan las estructuras del Edificio de la Lotería Nacional, la Torre Latinoamericana, el Palacio de los Deportes, el World Trade Center, la Torre Ejecutiva de PEMEX, la Torre Mayor, la Torre BBVA Bancomer y la Torre Reforma. El Edificio de la Lotería Nacional es considerado el primer rascacielos de la Ciudad de México, además que utilizó la última tecnología y conocimientos para la cimentación, los cuales fueron la cimentación flotante elástica o compensada y utilizó pilotes de concreto, cabe señalar que debido a la expansión del suelo que se tuvo y de que fue de manera diferentes en el predio, este provocó que sufriera asentamientos diferenciales y por ende inclinaciones. Fig. 1.5.



Fig. 1.5. Edificio de la Lotería Nacional. (Internet 4)

1.2 SISMICIDAD

El origen de los sismos o terremotos se le atribuían antiguamente a diversas mitologías, esto con el fin de poder explicar el acontecimiento, algunos ejemplos son los siguientes.

Para los hindúes la Tierra estaba sostenida por ocho elefantes, que cada vez que uno de ellos se cansaba o agitaba la cabeza, provocaba que se moviera la Tierra.

Los pueblos africanos mencionaban que la Tierra era un ser vivo como nosotros y que también se enfermaba, por ello cuando le daba fiebre y escalofríos, temblaba y ese era el origen del movimiento telúrico.

Algunos pueblos del centro de Europa mencionaban que la Tierra era sostenida por los pilares divinos de la fe, la esperanza y la caridad, y cuando los humanos realizaban alguna falta grave estos provocaban que los pilares divinos se debilitaran y en consecuencia que temblara.

Los japoneses mencionaban que el causante de los terremotos era un pez llamado Namazu, que cuando este se movía era capaz de hacer temblar la Tierra, pero enseguida el movimiento era reprimido por una gran piedra que era colocada sobre él, ésta era colocada por el semidiós Daimyojin por órdenes del dios Kashima.

A través del tiempo trataron de dar una explicación más sustancial a este fenómeno tales como Aristóteles (384 - 322 A. C.) que mencionaba que estos eran producidos por el viento o exhalaciones de la evaporación producida por el Sol o el fuego interior de la Tierra, Tito Lucrecio Caro (98 - 55 A. C.) propuso una clasificación de sismos por desprendimientos, oscilatorios, ondulatorios y explosivos.

En nuestros días se conoce que los sismos son causados por dos distintos ámbitos, el primero es debido a las causas antropogénicas, como explosiones; el segundo es debido a la naturaleza, tales como el movimiento de las placas tectónicas, erupciones volcánicas y colapso de cavernas, de todas estas formas en que se puede presentar un sismo, el más importante de estudiar es el debido al movimiento de las placas tectónicas, donde estas liberan energía y se propagan al terreno en forma de ondas, provocando que se muevan las estructuras.

El movimiento de las placas tectónicas se explica con la teoría de “la tectónica de placas”, esta teoría inicio su largo camino con Alfred Wegener en 1910, con su teoría de “la deriva continental”, la cual menciona que los continentes en otro tiempo habían estado unidos, a pesar de que había pruebas geológicas no existía una explicación coherente del movimiento de estas grandes masas de tierra, años más tarde John Joly entre 1923 y 1926 mencionó que el movimiento de la corteza terrestre se debía a una convección térmica, mencionaba que el calor radioactivo que generaba la Tierra se acumulaba debajo de la corteza terrestre debido a la mala conductividad térmica de ésta, así, fundiendo el manto y generando convección térmica (el fenómeno de la convección es el que observamos cuando hervimos el agua), las partículas calientes suben, mientras las partículas frías bajan y de esta manera se genera una corriente vertical.

A pesar de explicar el movimiento de la corteza terrestre esta teoría no fue bien aceptada, esto hasta las investigaciones de magnetismo en la Tierra, debido a que no daban una explicación de la existencia de magnetismo en la Tierra, no fue hasta que Edward Bullard en 1955 propuso que el centro de la Tierra era como un dinamo autoexcitable que involucraba la existencia de la convección térmica.

Más tarde los paleontólogos iniciaron a estudiar la dirección del campo magnético terrestre debido al magnetismo remanente en rocas, el cual se dieron cuenta que muchas rocas tenían un magnetismo remanente contrario, por lo que se inició a investigar las causas posibles que lo provocaban, una de ellas fue que el campo magnético terrestre se invertía, pero más tarde con ayuda de paleontólogos ingleses se dieron cuenta que existía diferentes direcciones en rocas sedimentarias y metamórficas, con ello propusieron que Inglaterra se había movido y así aceptando la teoría de la deriva continental, a pesar de

que se quiso refutar esta idea, no lograron hacerlo debido a que no coincidían las trayectorias de migración del polo magnético de diferentes países y que era imposible agrupar todos los datos de migración polar coherentemente, así fue como se aceptó que la deriva continental y la migración polar eran la razón de que existieran varias direcciones de magnetización.

Después de la segunda guerra mundial se descubrió que en el fondo marino existían largas cordilleras y fallas de desplazamiento lateral que cortaban a estas, además de que se dieron cuenta que en estas trincheras se presentaban la mayoría de los sismos, Arthur Holmes y J. Y. Wilson y con ayuda de la idea de la expansión del fondo oceánico de H. Hesses mencionaron que el suelo oceánico crea cordilleras submarinas que terminan por hundirse en el manto, debido a la convección de este, más adelante cuando se estudió el magnetismo de estos lugares se dieron cuenta que existían inversiones del campo magnético, con esto J. Heirtzler y sus colegas analizaron el fondo marino y se dieron cuenta que en otros océanos también presentaban este suceso, así fue como se dieron a la tarea de correlacionar esta inversión magnética con su edad para poder acoplar los continentes que presentarán estas mismas características de la inversión magnética y su edad.

Así es como la teoría de “la tectónica de placas” se formó y fue aceptada en 1964 en el simposio de Londres, el cual propone que la corteza terrestre esta fraccionada en placas cuyos límites son las trincheras y fallas transformantes, además de que estas placas están en constante movimiento y debido a la forma de la Tierra tienen una velocidad angular y un polo de rotación. Fig. 1.6.

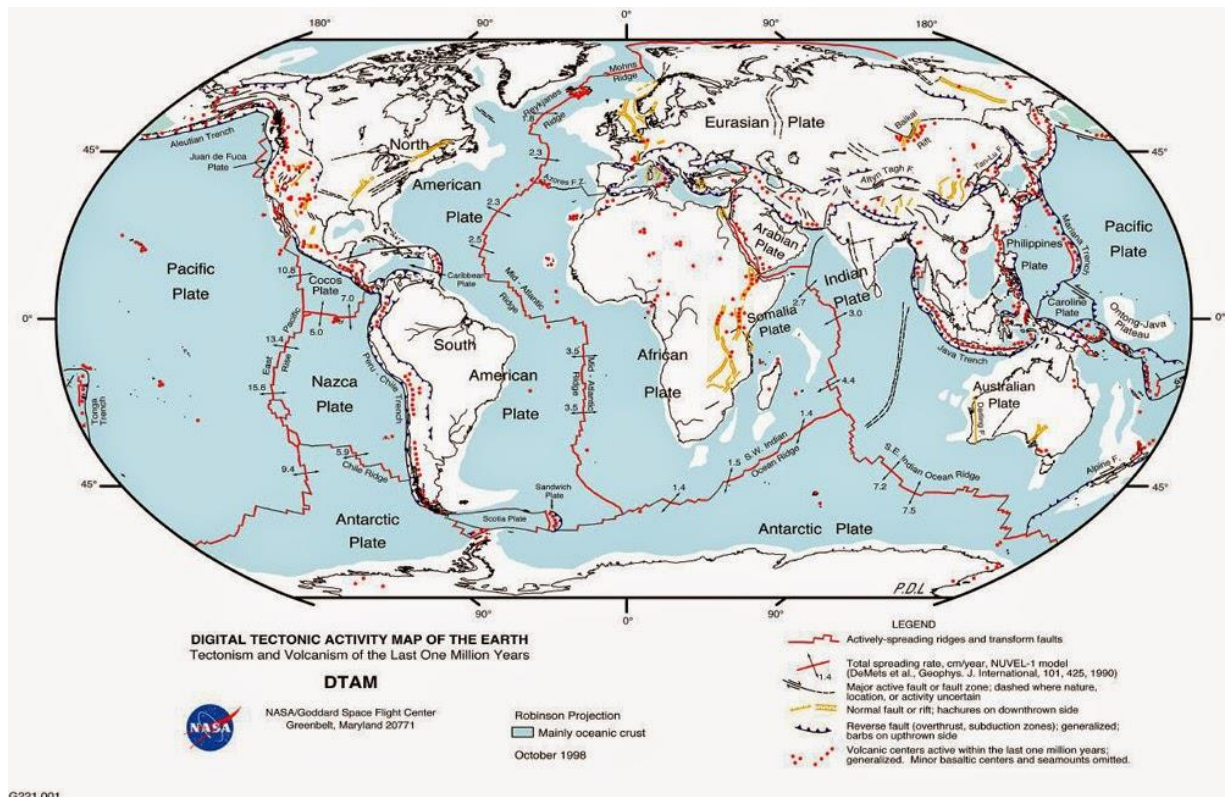


Fig. 1.6. Planisferio de las placas tectónicas. (NASA)

Los sismos que son de interés a la ingeniería, son aquellos que tienen un origen en la interacción de las placas tectónicas, esta interacción se puede presentar de distintas formas en los límites de estas. Fig. 1.7.

Uno de estos límites es el divergente, en el cual dos placas tectónicas se van separando, donde debido a esta separación se crea un vacío entre ellas, así generando que el magma del interior salga formando nuevo suelo, un claro ejemplo sería el dorsal Mesoatlántica que es debido a la separación entre la placa Norteamericana y la placa Euroasiática.

El límite convergente es cuando dos placas tectónicas chocan, donde dependiendo del tipo de placa que este chocando es el tipo de fenómeno que ocurrirá, por ejemplo, cuando chocan dos placas tectónicas continentales sucede que estas al tener propiedades similares como la densidad y la resistencia, realizan una colisión donde ninguna cede y por lo tanto se van formando pliegues originando cordilleras, tal es el caso de la placa Índica con la Euroasiática que generaron el Himalaya; otro caso es el choque debido a dos placas oceánicas, siendo las dos con densidades y resistencias similares podría ocasionar un fenómeno igual al caso anterior, pero debido a que una placa es más antigua que la otra, esta tiene una temperatura menor, provocando una diferencia de densidades y resistencia, por lo que al colisionar, la placa más antigua se hundirá bajo la placa más reciente, además de formar islas debido a la actividad volcánica, tal es el caso del archipiélago Japonés; por último, cuando existe el choque entre una placa oceánica y una continental, estas al tener una gran diferencia de densidades y resistencia, sucede un hecho conocido como subducción, que es cuando la placa de mayor densidad que es la oceánica se hunde bajo la placa de menor densidad y resistencia que es la continental, tal es el caso de la placa de Nazca que se está hundiendo en la placa Sudamericana, así fue como formaron la cordillera de los Andes y la fosa peruano-chilena.

También puede que suceda un límite transformante, que se denomina también de desplazamiento lateral, y como su nombre lo dice es cuando dos placas se deslizan horizontalmente provocando así una falla transformante, como la placa Norteamericana y la placa del pacífico, que debido al roce que tienen forman una falla transformante denominada falla de San Andrés.

Además de existir estas tres posibilidades, también existe la posibilidad de que sucedan combinaciones entre estos los límites ya expuestos.

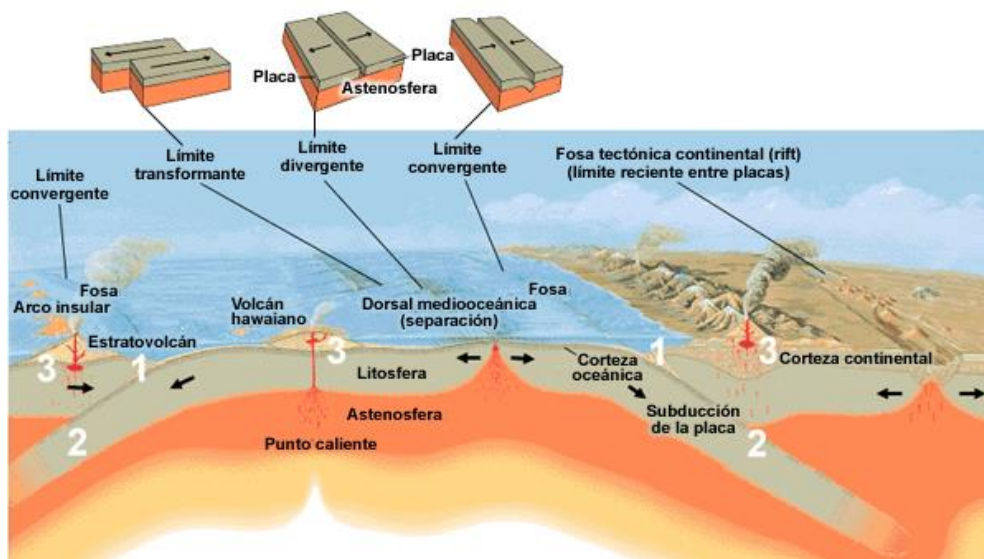


Fig. 1.7. Tipos de límites en las placas Tectónicas. (Servicio Geológico de los Estados Unidos)

Cuando las placas tectónicas quieren moverse la fricción impide este movimiento, pero cuando esta es supera, provoca que el esfuerzo disminuya y en consecuencia se produzca la liberación de energía que fue almacenada en la roca, esta energía es transmitida al terreno adyacente en forma de ondas vibratorias, que se van esparciendo a lo largo del terreno y es así como se genera un sismo y se propaga a diferentes sitios, estas ondas se clasifican en dos tipos, las ondas internas o de cuerpo, donde son transmitidas desde el interior de la Tierra a la superficie de esta y se dividen en ondas primarias, P, y secundarias, S; las ondas superficiales son transmitidas a través de la superficie terrestre y se dividen en ondas Rayleigh y ondas Love. Fig. 1.8.

Las ondas primarias son ondas longitudinales que se transmiten en la dirección de la propagación por medio de la compresión y dilatación del terreno. Las ondas secundarias son ondas transversales que se transmiten en dirección perpendicular a la propagación. Las ondas Rayleigh son ondas que viajan en la superficie y que se desplazan siguiendo una trayectoria elíptica con retroceso. Las ondas Love son ondas que se mueven perpendicularmente a la dirección de la propagación, con una componente horizontal en la superficie.

Estas ondas vibratorias que son generadas por la liberación de energía del sismo pueden ser registradas con ayuda de sismógrafos y acelerógrafos, donde los primeros tienen la característica de que son muy sensibles y pueden detectar sismos muy pequeños, estos los ocupan para determinar el epicentro, la magnitud, la hora y profundidad, mientras que los acelerógrafos tienen más importancia en la ingeniería, debido a que estos registran las aceleraciones del terreno a lo largo del tiempo en el lugar donde están colocados. Fig. 1.9.

Estos acelerógrafos pueden ser colocados en las estructuras para conocer su respuesta ante cualquier demanda, estos registran la aceleración del terreno en tres direcciones ortogonales, dos en dirección horizontal (NS y EW) y una vertical, donde los parámetros más importantes son la aceleración máxima del terreno que generalmente se expresa en fracciones de la gravedad, la duración de la fase intensa del movimiento sísmico y por último el contenido de frecuencias que representa la rapidez que tiende a cambiar la dirección del movimiento.

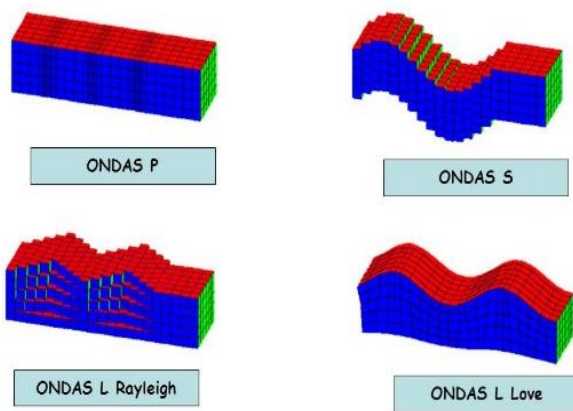


Fig. 1.8. Tipos de ondas sísmicas. (Internet 5)

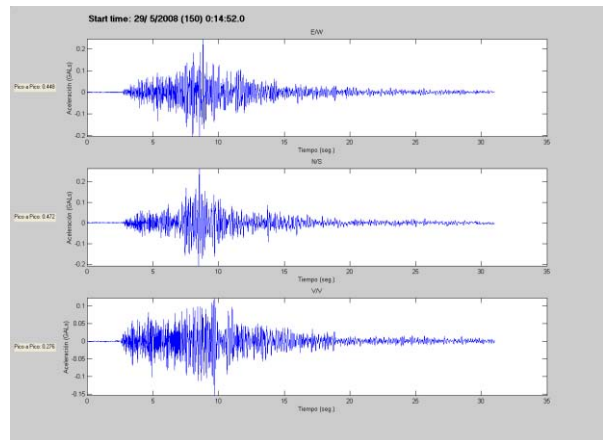


Fig. 1.9. Registro sísmico de aceleraciones del terreno a través del tiempo. (Internet 6)

Debido a la necesidad de clasificar los movimientos telúricos se crearon escalas sísmicas, tales como la magnitud e intensidad, la magnitud es un parámetro que mide el tamaño de sismo con ayuda de la cantidad de la energía liberada en la fuente del temblor, este es un parámetro que no depende de la distancia del observador, existen varias tipos de escalas en base a la magnitud, pero el más usado es el de escala de magnitud local (M_L) o de Richter, cabe destacar que la ecuación que define esta magnitud fue propuesta en el estado de California de Estados Unidos empleando su sismógrafo, por ello se debe de manejar con cuidado, por esta causa es que últimamente se ha preferido utilizar la magnitud de momento sísmico (M_w), ya que a diferencia de las otras magnitudes esta puede registrar grandes eventos sísmicos y sin basarse en un solo tipo de onda; la intensidad siendo otra forma para poder clasificar un sismo, es de mayor importancia para la ingeniería, esto debido a que esta se define como los efectos que pueden producir las ondas vibratorias en el sitio de observación, por lo que para un sismo que tenga una magnitud de 8 en la escala de Richter, esta magnitud se mantiene a lo largo de la transmisión del terreno, pero tienen diferentes intensidades a lo largo de la transmisión en el terreno, debido al tipo de suelo que se encuentra en el sitio, por lo que la magnitud caracteriza un sismo y la intensidad tiene como propósito estudiar los daños ocasionados en el sitio de estudio, antiguamente la escala que se manejaba era la escala de Mercalli, posteriormente se utilizó la escala modificada de Mercalli, donde estas describen situaciones que produjo el sismo y lo relacionan con valores, pero debido a que estas son del tipo cualitativas es que se prefiere obtener la intensidad cuantitativamente del sitio en cuestión como fracción de la gravedad.

Las leyes de atenuación relacionan a la magnitud, distancia e intensidad sísmica de la fuente de mayor incertidumbre para los estudios de peligro sísmico, estas mencionan que a medida de que nos alejamos del epicentro de un sismo, las amplitudes del sismo disminuirán, este fenómeno se le conoce como atenuación, pero cabe señalar que estas leyes solo trabajan bien cuando el suelo es duro, ya que cuando el suelo es blando no se rigen por las leyes de atenuación debido a que surge un fenómeno llamado efecto de sitio, el cual tiene la peculiaridad de que cuando disminuyan las amplitudes sísmicas conforme se vayan alejando del foco sísmico, si estas encuentran suelos blandos, las amplitudes sísmicas se amplificarán a pesar de que la zona afectada este lejos del hipocentro, este fenómeno es el que se presenta en algunas zonas de la ZMVM, y el cual es un factor importante de considerar al momento de evaluar las amenazas sísmicas ya que producen un efecto devastador en las estructuras. Fig. 1.10.

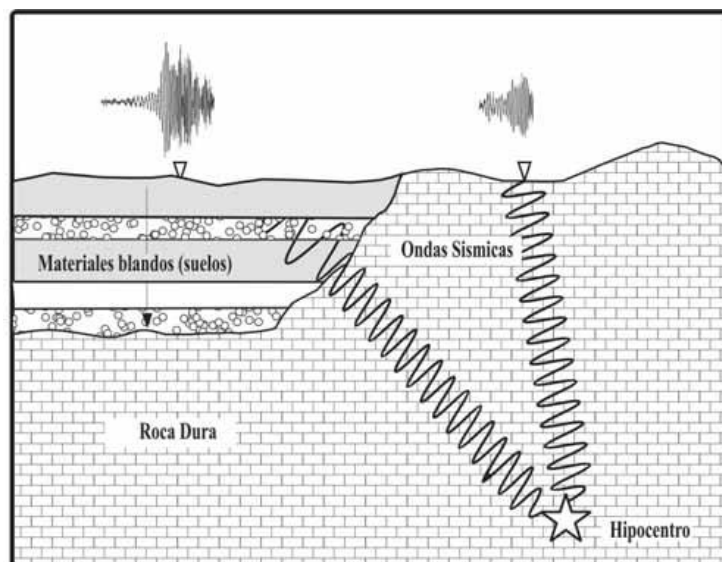


Fig. 1.10. Amplificación de ondas sísmicas por el efecto de sitio. (Tsige, 2006)

México se ha dedicado a estudiar los límites de las placas tectónicas que afectan a nuestra nación, tales son los casos del límite convergente de subducción y el de falla transformante, donde el primero es debido a las placas oceánicas de Cocos y Rivera que se hunde en la placa continental Norteamérica, estas se presentan desde el estado de Colima hasta el estado de Oaxaca de Juárez, aunque cabe destacar que el hundimiento de la placa de Cocos en la placa del Caribe, así como el rozamiento de la placa del Caribe con la placa Norteamericana y el quiebre de las placas de subducción a gran profundidad (Falla normal) provocan sismos importantes, el segundo caso es debido a la falla de san Andrés que afectan a la península de Baja California, el estado de Sinaloa y el estado de Sonora. Fig. 1.11.

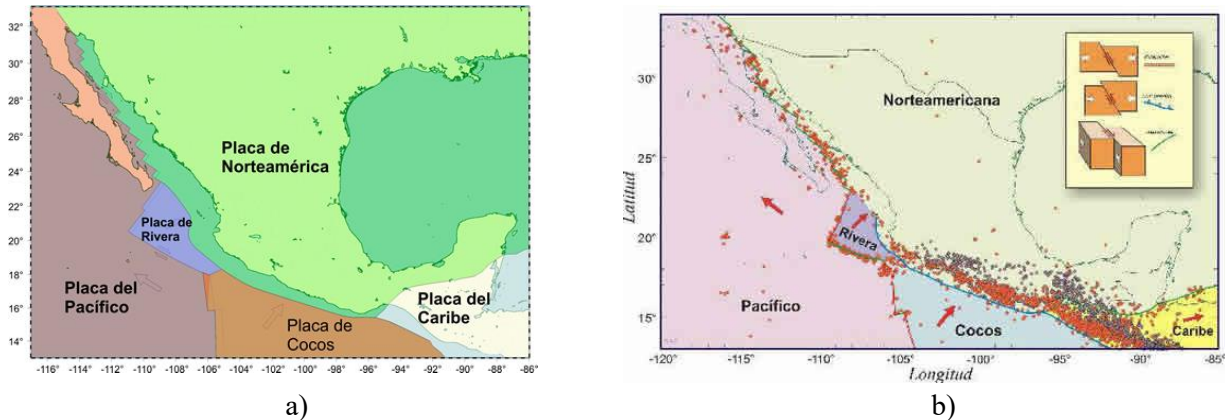


Fig. 1.11. a) Placas tectónicas que afectan al territorio mexicano y b) epicentros de algunos sismos presentados. (Servicio Sismológico Nacional)

Los sismos pueden presentar frecuencias altas y bajas, esto significa que las primeras presentan periodos cortos y las segundas periodos largos, esto es de suma importancia cuando requiere estudiar un sitio en particular, debido a que las frecuencias altas afectan más a suelos duros y a construcciones rígidas y pesadas, mientras que las frecuencias bajas afectan más a suelos blandos y a construcciones flexibles y altas, por ende las frecuencias de nuestro interés son las bajas debido a la presencia de suelo lacustre en la ZMVM, al efecto de sitio presenciado en algunas zonas y debido al tipo de estructuras que se evaluarán, este tipo de frecuencia se presenta en el límite convergente debido a la zona de subducción entre las placas de Cocos y Rivera en la Norteamericana.

De todas estas implicaciones no hay que dejar a un lado el fenómeno de la amplificación sísmica que sufre un edificio debido a que el periodo fundamental de la estructura, T_0 , es similar al periodo dominante del suelo, T_s , entre más cercano sea la relación a uno de (T_0 / T_s) la respuesta sísmica se amplificara más.

Cuando una estructura es sometida a un movimiento sísmico, esta tiende a cambiar sus propiedades debido a la respuesta que tiene ante la acción, como el amortiguamiento que va aumentando, también si la intensidad sísmica es muy grande la estructura deja de tener un comportamiento lineal, así como la rigidez tiende a disminuir, es importante tener la respuesta después de la fluencia, debido a que la rigidez está muy disminuida, el amortiguamiento es muy elevado y se inicia con el comportamiento no lineal, en este punto la estructura intenta mantener su resistencia por deformación, deformaciones que son superiores al punto de fluencia en la curva de capacidad dinámica, esta propiedad que tiene la estructura se le llama ductilidad y es muy importante tomarla en cuenta para no tener un comportamiento frágil y así no se tenga un falla súbita, es por ello que se debe asegurar un comportamiento dúctil en el diseño, esto debido a que una estructura muy resistente ante acciones grandes no es económicamente factible, de modo que se tiene que aceptar daños a la estructura, pero manteniéndose en un comportamiento aceptable.

A continuación se presenta una lista de los grandes sismos sentidos en la Ciudad de México a través de su Historia, realizada por Suarez y Jiménez (1987). Tabla 1.1.

**Tabla 1.1. Grandes sismos sentidos en la Ciudad de México,
Suarez y Jiménez, (1987).**

Fecha	Efectos en el D.F.	Observaciones
1475 (9 caña)	Durante el reinado de Axayacatl hubo fortísimos temblores que arruinaron casi todas las casas y edificios del Valle de México. Montes y cerros del valle sufrieron derrumbes; también se formaron grietas en la tierra.	Parece ser un fuerte sismo dentro o muy cerca de la ciudad de México.
1496 (4 pedernal)	Tembolor general; se llenó la tierra de grietas	Fuerte terremoto en la costa.
1542; 15 a 17 de marzo	Tembolor que dañó construcciones en México.	
1589; 11 a 26 de abril	Se cayeron paredes y algunos edificios; quedaron dañados. En Coyoacán se cayó el convento de los dominicos.	
1611; Agosto	Tembolor que arruinó algunos edificios. Se cayó parte del convento de San Francisco. La iglesia de Xochimilco quedó dañada.	
1653; 17 de enero	Daños en bardas de Santo Domingo; destruyó parte de la iglesia de Azcapotzalco.	
1665; 20 de enero	Sismo en Morelos, sentido en la Ciudad de México. No produjo daños.	Causado por la explosión del Popocatepetl.
1697; 7 y 25 de febrero	Destrucción de algunos edificios en México.	Sismo en Acapulco.
1698; 3 de septiembre	Fuerte terremoto que derribó dos casas.	
1711; 15 de agosto	Largo temblor que arruinó muchos edificios y tiró muchas casas.	Causó daños también en Puebla y Tlaxcala. Tal vez se trate de un sismo profundo en el interior de la placa de Cocos.
1753; 29 de julio	Se dañaron vario templos y casas. No se reportaron daños de gravedad.	
1754; 1 de septiembre	Daños leves en algunas iglesias. Las cercas de varios templos sufrieron daños menores.	Sismo en Acapulco, que causó graves daños en el puerto. Se dañaron la muralla y el castillo. Un maremoto dejó a un navío varado en el puerto.
1768; 4 de abril	Alzate reporta que no hay edificio grande o pequeño que no muestre daños. Los puentes sobre las acequias y el Palacio fueron dañados. Se vaciaron las fuentes. Con reloj en mano, Velázquez de León observó una duración de seis minutos.	Daños en Atlixco, Jamiltepec y San Cristóbal Ecatepec.
1776; 21 de abril	Derrumbó la cárcel de la Acordada. Dañó la Casa de Moneda, la Catedral, el Palacio Real, el Palacio del Arzobispo y otros edificios más. Se reporta una duración de 4 minutos.	El terremoto destruyó la fortaleza de Acapulco.

Tabla 1.1. Grandes sismos sentidos en la Ciudad de México. (Continuación)

1787; 28 de marzo	Daños en el Palacio, el Cañón de la Diputación; dañó muchos edificios más. Duración entre 5 y 6 minutos.	Se reporta una secuencia de grandes sismos los días 28, 29, 30 de marzo y 3 de abril. Daños en Oaxaca y Tehuantepec. Se informa de un enorme maremoto en la Barra de Alotengo, Oaxaca y Acapulco.
1800; 8 de marzo	Daño varias iglesias y casas de la ciudad de México. Se reportan daños en Palacio Nacional y en las arquerías de Chapultepec. Se describe una duración de 4 a 5 minutos.	Se sintió fuertemente en la zona de la Mixteca, Oaxaca, Puebla y Veracruz.
1818; 31 de mayo	Arcos rotos en los acueductos de Santa Fe y Belem. Daños en puentes, cuarteles y edificios. Daños en los conventos de la Merced, San Francisco y San Diego; en los hospicios de Terceros, la Santísima y San Hipólito; en la sacristía de la Catedral; las Iglesias de Santa Veracruz, Santa Catalina y del Campo Florido.	Ruina casi total en la ciudad de Colima. Graves daños en Guadalajara: las torres y cúpula de la catedral se vinieron abajo. Daño además otras iglesias y edificios en Guadalajara.
1820; 4 de mayo	Arruinó algunos edificios y causó daños en los acueductos. Destruyó la iglesia del Campo Florido.	Se sintió fuertemente en Acapulco, donde también causó una marejada.
1835; 6 de enero	Daños en paredes, puentes y acueductos de la ciudad. Dañó la Sacristía de Catedral y la capilla de Felipe de Jesús. Derribó la cúpula de la iglesia de Tlalnepantla.	
1837; 22 de noviembre	Los edificios y arquerías sufrieron mucho. Duración de aproximadamente 5 minutos.	Sismo en las costas de Michoacán.
1845; 7 de abril	Derribó la cúpula de la iglesia del Señor de Santa Teresa. Derrumbó el Hospital de San Lázaro. Daños en el Palacio Nacional, la Cámara de Senadores, la Universidad y varios edificios más. Se reporta gran destrucción en Xochimilco y daños en Tlalpan.	Fuerte sismo en la costa de Guerrero.
1858; 19 de junio	Padecieron casi todas las casas y edificios de la ciudad. Daños en Palacio, Casa de Ayuntamiento, Teatro Principal, Santo Domingo, Sagrario, San Francisco, Jesús Nazareno, etc. Se abrieron grietas en las calles y se levantaron las banquetas. Gran destrucción en Texcoco. Duración de 3 minutos aproximadamente.	Causó daños en Pátzcuaro, Morelia, Charo, Indaparapeo y otras poblaciones de Michoacán.
1864; 3 de octubre	Daños en muchas cañerías de la ciudad y en los arcos de Belén. Cuarteaduras de algunos edificios. Duró aproximadamente un minuto.	En Puebla dañó muchos edificios y templos y derrumbó varias casas, casi como la torre de la iglesia en Orizaba. Causó daños en Córdoba. Se trata probablemente de un sismo profundo, similar al de Orizaba de 1973.
1882; 19 de julio	Daño en cañerías. Se dañaron el Portal de los Agustinos, el Palacio de la Diputación. Se cayeron bardas en diversas partes de la Ciudad. Se dañaron las torres de la iglesia de Tlalpan.	Gran destrucción en Huajuapán y en Juxtlahuaca. Se trata muy probablemente de un sismo profundo.

Tabla 1.1. Grandes sismos sentidos en la Ciudad de México. (Continuación)

1907; 14 de abril	Derribó el colegio Salesiano, rompió cañerías y produjo grietas en las calles.	Sismo en la costa de Guerrero, cerca de Acapulco. Magnitud 7.9.
1909; 30 de julio	Derrumbes de casas y bardas en la ciudad. Causó daños en el Palacio Nacional.	Sismo en la Costa Grande de Guerrero, Magnitud 7.5.
1911; 7 de junio	Derrumbó el cuartel de San Cosme, el altar de la iglesia de San Pablo y tiró muros en varias partes de la ciudad. Flexionó rieles de tranvía y produjo grietas en las calles. Destruyó 119 casas del Distrito Federal.	Sismo en la costa de Michoacán. Magnitud 7.8.
1912; 19 de noviembre	Derrumbes en muchas bardas y varias casas destruidas. Grietas en las calles y roturas de tuberías de agua y cables. Daños en los templos de S. Sebastián, La Palma y La Profesa, Palacio de Minería, Las Vizcaínas y Teatro Principal, entre otros.	Sismo en la falla de Acambay, Edo. de México. Magnitud 7.0
1928; 22 de marzo	Cuartheaduras en muchas casas y derrumbe de algunas bardas.	Sismo en la Costa de Oaxaca. Magnitud 7.7.
1928; 17 de junio	Grietas en el pavimento y daños numerosos.	Sismo en las costas de Oaxaca. Magnitud 8.0.
1928; 4 de agosto	Derrumbó el Palacio Municipal de Chalco.	Sismo en las costas de Oaxaca. Magnitud 7.4
1928; 9 de octubre	Varios derrumbes de bardas y casas.	Sismo en la costa de Oaxaca de magnitud 7.8.
1932; 3 de junio	Numerosas grietas y casas derrumbadas. Gran cantidad de cañerías reventadas. Derrumbó varias casas y tiró muchas bardas	Sismo en las costas de Jalisco. El sismo más grande que se haya registrado este siglo en México. Magnitud 8.4.
1941; 15 de abril	Dañó la cúpula del cine Insurgentes. Cuarteó edificios y produjo grietas en las calles.	Sismo en las costas de Colima. Magnitud 7.9.
1957; 28 de julio	Destruyó varias casas y edificios en la ciudad de México. Derribó el Ángel de la Independencia. Se levantó el pavimento en varios sitios.	Sismo cerca de Acapulco. Magnitud 7.7.
1979; 14 de marzo	Daños en la colonia roma. Destruyó la Universidad Iberoamericana en la colonia Campestre Churubusco.	Sismo en Petatlán. Magnitud 7.6.
1985; 19 y 20 de septiembre	Gran destrucción en el centro de la ciudad y en las colonias Doctores, Guerrero, Tepito, Morelos, Roma, Juárez, Merced, Tlatelolco, Etcétera. Destruyó casi 2 000 edificios, levantó el pavimento y rompió las redes de tuberías en varias partes de la ciudad.	Sismo en las costas de Michoacán. Derrumbó muchas casas en Ciudad Guzmán y causó daños a edificios en Ixtapa, Zihuatanejo y Lázaro Cárdenas, Magnitud 8.1.

1.3 ASENTAMIENTO

Ninguna estructura en el mundo que se haya construido sobre el suelo esta deslindada de presentar asentamientos, solo que algunas estructuras presentarán menor asentamiento que otras y de forma diferente, esto debido al tipo de suelo que se presente en la zona. Por lo tanto conocer el suelo es de suma importancia para que se pueda predecir el comportamiento, aunque este no es fácil de conocer y en otros casos es muy incierto, actualmente los conocimientos que se han adquirido a través de la mecánica de suelos nos ayuda a entender mejor como trabaja el suelo en diferentes situaciones, también ha logrado caracterizar el suelo y obtener propiedades importantes a través de pruebas para conocer su comportamiento.

Por definición un asentamiento es la deformación vertical del suelo cuando este tiene una sobrecarga y cuando suceden estas deformaciones la estructura experimentara esfuerzos adicionales que serán absorbidos por las deformaciones elásticas de la estructura, una vez que la estructura pase de la condición elástica a la inelástica, esta presentara agrietamiento paulatinamente con el fin de redistribuir el exceso de tensión en los elementos menos solicitados, debido a esta condición inelástica las deformaciones se vuelven permanentes, afectando a la parte del estado límite de servicio y conforme las solicitantes sean más grandes, llegara a un punto donde la inestabilidad de la estructura será demasiada que provoque un colapso.

Whitlow (2000) menciona mecanismos potenciales que producen asentamientos debido al movimiento del suelo, tales como la compactación, que suelen suceder cuando las partículas del suelo se fuerzan a estar más próximas disminuyendo el volumen y expulsando el aire, ejemplos de estos son el paso de maquinaria pesada o por las ondas sísmicas que producen licuefacción en suelos granulares. La consolidación se da en suelos cohesivos saturados que debido al aumento de la carga produce un aumento de la presión de poro hasta alcanzar el poro de equilibrio, este proceso se da de forma gradual donde los suelos más afectados son las arcillas y limos normalmente consolidados. El cambio de humedad produce una contracción o expansión del volumen del suelo a medida de que el contenido de agua disminuye o aumenta. El abatimiento del nivel de agua subterránea conduce a condiciones hidrostáticas diferentes que puede producir una disminución del contenido de agua produciendo una disminución del volumen del suelo, así como una reducción de la presión hidrostática en los poros por lo que aumenta el esfuerzo efectivo en las capas inferiores llevándolo a una consolidación. Los cambios de temperatura pueden ser peligrosos, tal es el caso de la temperatura alta en suelos arcillosos que producen grandes contracciones, las temperaturas bajas puede producir un levantamiento en suelos de tipo limos, arenas finas y materiales calcáreos. La infiltración y socavación trabajan conjuntamente para remover material de un lugar, arrastrando partículas finas por la acción de las corrientes de agua. La pérdida de soporte lateral se define cuando la capacidad de los suelos adyacentes es eliminada, esto debido a la excavación de un pozo o la realización de taludes. Por último puede ser debido a las cargas estáticas y/o dinámicas.

Entrando un poco más a detalle del fenómeno de la consolidación podemos mencionar que este presenta tres tipos de asentamientos, el primero es el asentamiento inmediato (inicial o elástico), δ_e , que son aquellos que se producen por la compresión del suelo pero sin deslizar las partículas, estos no suelen presentar un peligro para la estructura, donde Juárez y Rico (2011) mencionan que algunas arcillas preconsolidadas o normalmente consolidadas con estratos no muy grandes se pueden calcular los asentamientos elásticos con la teoría de la elasticidad. El segundo es el asentamiento por consolidación primaria, δ_p , este se presenta cuando la presión de poro se disipa con el tiempo y a medida que se va reduciendo la presión de poro esta es tomada por el suelo (concepto de esfuerzo efectivo) produciendo asentamientos, según Juárez y Rico (2012) estos tipos de asentamientos se pueden calcular usando la teoría de la consolidación de Terzaghi. Por último se presenta la consolidación secundaria, δ_s , que es un fenómeno que se da por el reacomodo de la estructura del suelo después de que la carga es transferida del agua al suelo, este tipo de asentamiento tiene mayor impacto en suelos orgánicos, en estratos delgados y en estratos con gran contenido de arena.

Como ya hemos mencionado con anterioridad, los asentamientos son la deformación vertical del suelo causado por diferentes mecanismos que mueven el suelo, además de esto, los asentamientos pueden ser clasificados dependiendo de su uniformidad, si es uniforme o no uniforme, donde al primero se le llama asentamiento total o uniforme y el segundo asentamiento diferencial o no uniforme.

El asentamiento total o uniforme no causa tantos estragos a las estructuras como el asentamiento diferencial o no uniforme, dado esto, nos dedicaremos a estudiar este último caso, por definición un asentamiento diferencial es aquella deformación vertical que al evaluarse en dos puntos, existe una diferencia entre sus valores.

Con anterioridad se había mencionado algunos mecanismos potenciales que moverían el suelo, ahora mencionaremos algunas causas que generan asentamientos diferenciales en las cimentaciones expuestas por Delgado (1999).

La variación del espesor y las características del estrado suelen causar este tipo de problemas debido a que el asentamiento es proporcional al espesor. La variación de las presiones de la cimentación en contacto con el suelo llegan a generar presiones no uniformes como en edificios que contienen secciones más altas que otras. Las grandes áreas cargadas sobre cimentaciones flexibles llegan a producir asentamientos cóncavos en la cimentación de la placa corrida o en las cimentaciones aisladas de columnas en grandes áreas. La diferencia entre el tiempo de construcción para diferentes partes de la estructura origina mayores asentamientos en las partes recientes que en las antiguas. La variación de las condiciones compresibles del sitio así como la variación de las condiciones de compresibilidad generadas por operaciones constructivas.

Así mismo, Delgado (1999) menciona la respuesta que tendrían las estructuras si presenciaran asentamientos diferenciales con diferentes condiciones.

Los asentamientos en los extremos es producido por un asentamiento mayor en los extremos que en el centro, cuando sucede esto se generan grietas al centro debido a los esfuerzos de tensión generados, estas grietas suelen crecer de abajo hacia arriba de la estructura, si existiera una expansión del suelo en el centro produciría el mismo fenómeno. (Fig. 1.12, a.).

Al contrario de que si los extremos se asentaran menos que el centro suscitarían compresiones en la parte superior del edificio y si el asentamiento fuera más pronunciado, se formarían roturas por cortante y grietas en la parte inferior. (Fig. 1.12, b.).

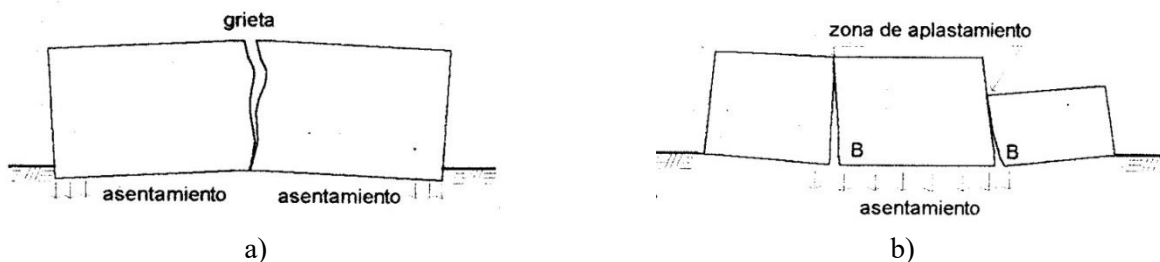


Fig. 1.12. a) Asentamiento diferencial en el extremo y b) Asentamiento diferencial en el centro. (Delgado, 1999)

Otro caso sería cuando el asentamiento diferencial se diera solo en un extremo de un edificio largo, este movimiento crearía grietas en algún punto a lo largo de la estructura, donde estas serían más grandes en la parte superior. (Fig. 1.13, a.).

Por último menciona que se podrían originar asentamientos graduales en un extremo, dado una estructura alta, el cual generaría una inclinación pero sin grietas, que conforme se vaya inclinando generaría más

problemas, esto debido a que las cargas se estarían concentrando más en un lado que en el otro, por lo que se estaría generando presiones no uniformes. (Fig. 1.13, b.).

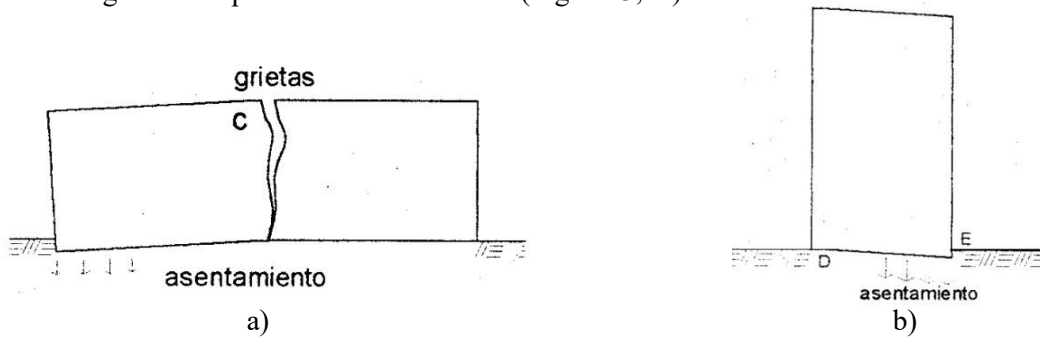


Fig. 1.13. a) Asentamiento diferencial en un solo extremo y b) Asentamiento diferencial variable. (Delgado, 1999)

De lo explicado anteriormente se concluye que el mecanismo que provocará los asentamientos en las estructuras analizadas serán causados por el fenómeno de la consolidación primaria, ya que este es el que se presenta en los suelos blandos de la ZMVM por la presencia de arcillas en el suelo, además el tipo de asentamiento será no uniforme o diferencial, del tipo variable, según los casos mencionados por Delgado (1999).

Burland y Wroth (1974) propusieron varias variables para definir las consecuencias que podrían tener las cimentaciones ante las deformaciones, estas variables se describen a continuación.

-Deformación media (ϵ): Se define como la razón del cambio de la longitud, δL , en una longitud, L , cuando esta es de compresión se considera positivo.

-Asentamiento absoluto (ρ): Representa el desplazamiento vertical descendiente de un punto en la cimentación. Si el desplazamiento se produce hacia arriba, se denomina levantamiento, donde el asentamiento máximo absoluto, se denomina, ρ_{max} . (Fig. 1.14, a.).

-Asentamiento diferencial o relativo ($\delta\rho$): Es la diferencia entre los asentamientos de dos puntos distintos, en la figura se toma como positivo el $\delta\rho_{CD}$ y el asentamiento diferencial máximo es representado por $\delta\rho_{max}$. (Fig. 1.14, a.).

-Rotación (θ): Se utiliza para describir el cambio de la pendiente de la línea recta que une a dos puntos de referencia en la base del suelo. (Fig. 1.14, a.).

-Inclinación o desplomo (ω): Describe la rotación del cuerpo rígido de la superestructura o de una parte bien definida. (Fig. 1.14, b.).

-Rotación relativa o distorsión angular (β): Es la rotación de la línea recta que une dos puntos de referencia relativos a la inclinación. (Fig. 1.14, b.).

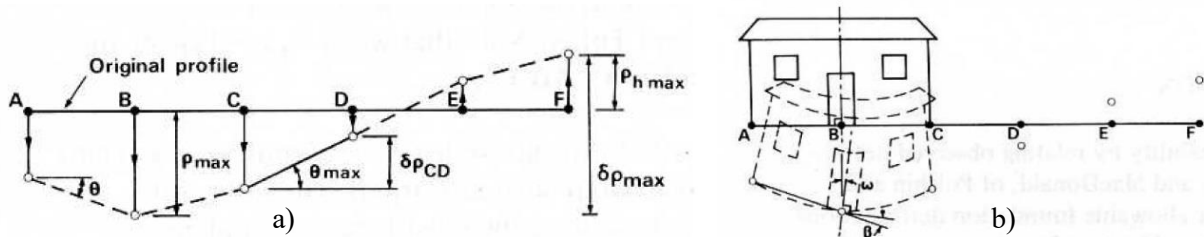


Fig. 1.14. a) Definición de asentamiento absoluto, asentamiento relativo y rotación; b) Definición de inclinación y rotación relativa o distorsión angular. (Burland y Wroth, 1974)

-Deformación angular (α): Es la razón entre los asentamientos relativos y las distancias entre dos puntos a la derecha y la izquierda del punto de referencia. Fig. 1.15. Esta propiedad sirve para predecir el ancho de las grietas en los edificios que se tenga líneas de debilidad existente.

$$\alpha_B = \frac{\delta\rho_{BA}}{l_{AB}} + \frac{\delta\rho_{BC}}{l_{BC}} \quad (1.1)$$

Pero si el perfil deformado entre los tres puntos de referencia ABC es suave la curvatura se calcula con

$$\frac{2 * \alpha_B}{L_{AC}} \quad (1.2)$$

-Deflexión relativa (Δ): Se define como el desplazamiento vertical máximo en relación a una recta que une dos puntos de referencia, L. Fig. 1.15.

-Relación de deflexión o parámetro de curvatura (Δ/L): Es la razón entre la deflexión relativa, Δ , y la distancia entre dos puntos considerados, L. Fig. 1.15.

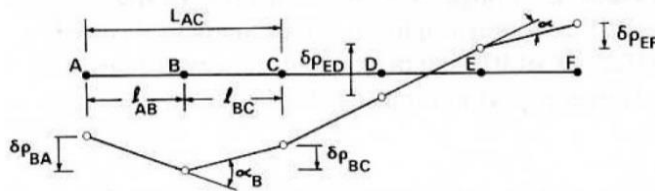


Fig. 1.15. Definición de deformación angular, deflexión relativa y relación de deflexión o parámetro de curvatura. (Burland y Wroth, 1974)

Como se vio anteriormente las variables descritas se usan para definir las consecuencias de las deformaciones en las cimentaciones, sin embargo distintos autores como Meyerhof (1953), Código Sovietico de prácticas (1955), Skempton y Macdonald (1956), Meyerhof (1956), Polshin y Tokar (1957), Bjerrum (1963), Bourlan y Wroth (1974), Grant et. al. (1974), Wahls (1981), Komornik y Mazurik (1987), Beranek (1987), Thomaz (1989), Boscardin y Cording (1989), Burland (1995), Holanda (2002) y el Eurocodigo 7 (2004) han investigado el tema de los asentamientos diferenciales y la mayoría de estos han tomado como la variable más importante y representativa para evaluar los daños en las estructuras a la distorsión angular o rotación relativa.

Skempton y Macdonald (1956) realizaron observaciones a 98 edificios que presentaban asentamientos diferenciales, de los cuales 40 de ellos mostraron un gran deterioro, su estudio se limitó a analizar marcos de acero y concreto reforzado y a estructuras con muros de carga, del cual tomaron como principio de daño la relación entre el asentamiento diferencial, $\delta\rho$, y la distancia, l , entre ellos, la relación se le denominó distorsión angular, $\delta\rho/l$, (ver fig. 1.16) al final de su estudio concluyeron que el valor límite de la distorsión angular $1/300$ produce grietas y particiones en los muros, también que los valores mayores a $1/150$ generan daño estructural y por último recomendaron que para evitar daños debido a asentamientos diferenciales deben evitarse distorsiones angulares de $1/500$ a $1/1000$ si están del lado de la seguridad.

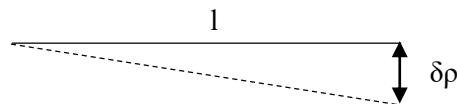


Fig. 1.16. Variables involucradas en la distorsión angular.

Polshin y Tokar (1957) recomendaron que la máxima rotación relativa para elementos de acero y concreto variaba de $1/500$ a $1/200$ dependiendo de la estructura.

Bjerrum (1963) realizó una tabla donde relacionaba el daño potencial con la distorsión angular, cuando se tenía una distorsión angular 1/750 se tenía peligro en maquinarias sensibles al asentamiento, cuando se tenía 1/600 los marcos con elementos diagonales podrían presentar un peligro, para tener un límite seguro donde no se presentarán grietas en los edificios el valor de la distorsión angular era de 1/500, 1/300 representaba el primer agrietamiento de muros sin carga y de ladrillo, la inclinaciones en los edificios rígidos era visible cuando la distorsión angular tenía un valor de 1/250 y por último cuando los muros sin carga y ladrillos tenían un agrietamiento considerable se tenía una distorsión angular de 1/150.

Grant *et. al.* (1974) y Thomaz (1989) propusieron valores de 1/300 para evitar fisuras en las estructuras, Boscardin y Cording (1989) crearon un diagrama que relacionaba la deformación horizontal contra la distorsión angular, pero con la peculiaridad de que en este diagrama se presentan categorías de daño previsto en la estructura. Fig. 1.17.

El Eurocodigo 7 (2004) en su anexo H, menciona que en estructuras como marcos, marcos de soporte de carga, paredes de ladrillo continuas, deben de tener una rotación relativa entre 1/2000 a 1/300 para que no se presente un estado límite de servicio, también se menciona que una rotación relativa máxima 1/500 es aceptable para el estado límite de servicio y que una rotación relativa 1/150 define el estado limite último. En la tabla 1.2 se muestra un resumen de los valores de la distorsión angular.

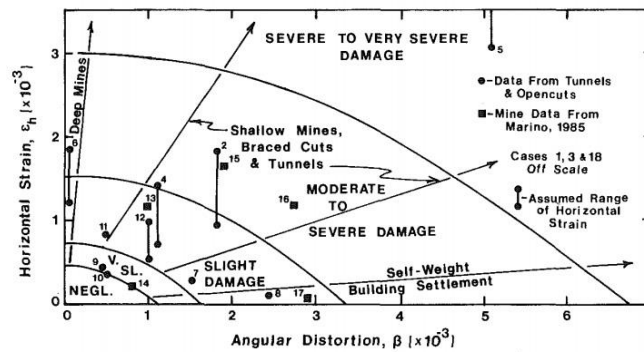


Fig. 1.17. Relación de daños con la deformación horizontal y la distorsión angular. Boscardin y Cording (1989).

Tabla 1.2. Descripción de los valores de la distorsión angular.

Autores	Descripción
Skempton y Macdonald (1956)	1/500 a 1/1000.- Valores recomendados para evitar daños. 1/300.- Produce grietas y partición de muros.
Polshin y Tokar (1957)	1/150.- Genera daños estructurales. 1/500 a 1/200.- Máximo valor recomendado. 1/750.- Estaba en peligro la maquinaria sensible a asentamientos.
Bjerrum (1963)	1/600.- Los marcos con diagonales estaban en peligro. 1/500.- Valor donde no se presentaban grietas. 1/300.- Representa el primer agrietamiento en muros sin carga. 1/250.- Las inclinaciones eran visibles. 1/150.- Los muros sin carga tienen un agrietamiento considerable.
Grant <i>et. al.</i> (1974) y Thomaz (1989)	1/300.- Valor propuesto para evitar fisuras.
Boscardin y Cording (1989)	Presentan un diagrama con la categoría de daño previsto.
Eurocodigo 7 (2004)	1/300 a 1/2000.- Valores para evitar el estado límite de servicio. 1/500.- Valor aceptable para el estado límite de servicio. 1/150.- Valor que define el estado límite último.

En el capítulo 3 se menciona cuáles son los valores más adecuadas a utilizar y por qué fue que se utilizaron esos valores.

1.3.1 Efecto P-delta

El alto contenido de agua no es adecuado para cimentar estructuras pesadas; por consiguiente, los asentamientos de los edificios son un problema común en la Ciudad de México. Estos asentamientos pueden producir alguna inclinación en las estructuras que los hacen más vulnerable para resistir los sismos (Jaimes, 2002).

Estas inclinaciones producidas por los asentamientos diferenciales están acompañados por desplazamientos laterales a lo largo de los niveles de la estructura, fig. 1.18.

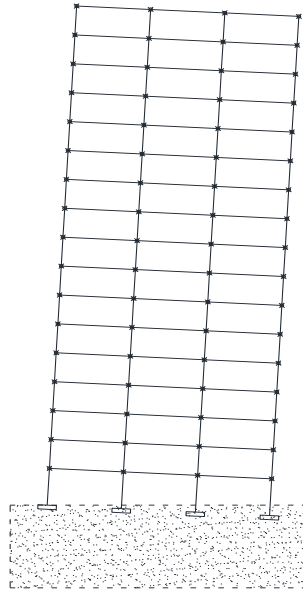


Fig. 1.18. Desplazamientos laterales

Ibarra y Krawinkler (2005) mencionan que la incapacidad de un sistema estructural o parte de ella para mantener la capacidad de cargas de gravedad bajo excitación sísmica lo denominan colapso, donde éste puede ser local o global, también identifican el colapso progresivo y el colapso incremental, el primero es la propagación de un fallo inicial local a otros elementos y el segundo se produce cuando existen desplazamientos muy grandes en un nivel individual y los efectos de segundo orden compensan totalmente la resistencia al cortante en el nivel del primer orden, este tipo de colapso también es denominado colapso de desplazamiento lateral.

En conclusión podemos decir que las estructuras que presentan asentamientos diferenciales presentarán un colapso de desplazamiento lateral o colapso incremental, esto debido a los desplazamientos que se presentan a lo largo de la estructura, donde juega un papel muy importante el efecto de segundo orden.

Este efecto de segundo orden es también llamado degradación en el ciclo o comúnmente llamado efecto P-delta, donde Asimakopoulos, *et al.* (2007) lo definen como la acción de cargas de gravedad que actúan a través de desplazamientos estructurales en edificios de varios pisos, también Adam, *et al.* (2014) lo definen como la amplificación de las demandas de una estructura sometida a desplazamientos laterales debido a la acción de las cargas verticales.

Lo que produce el efecto P-delta en las estructuras es que genera un efecto desestabilizador debido a las cargas de gravedad por lo que se genera un serio deterioro en la rigidez lateral al cortante en los distintos niveles.

El estudio del efecto P-delta en las estructuras ha sido tema de estudio por varios autores, al inicio el problema radicaba en que al considerar el efecto P-delta en el diseño se tenían que forzar a los códigos de diseño, ya que solo se podían aplicar de forma fiable a sistemas de un solo grado de libertad (SDOF) y no a sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF), pero con el paso del tiempo los investigadores se dieron a la tarea para erradicar este problema, así fue como el estudio del efecto P-delta se dividió en dos ramas, el primero en estudiar este efecto en sistemas SDOF elastoplásticos con y sin recomendación de diseño y el segundo se enfoca en estudiar el mismo efecto pero en sistemas MDOF inelásticos con y sin recomendación de diseño.

Algunos autores que se dedicaron a estudiar el efecto P-delta en sistemas SDOF elastoplásticos son Jennings and Husid (1968), Sun, *et al.* (1973), Bernal (1987), Faella, *et al.* (1993), Mac Rae (1994), Tremblay, *et al.* (1998), Williamson (2003), Aschheim y Montes (2003), Miranda y Akkar (2003) y Vian y Bruneau (2003) donde este último tiene una verificación experimental.

De los autores que estudiaron el efecto P-delta en sistemas MDOF sin recomendaciones de diseño son Goel (1969), Takizawa y Jennings (1980), Roeder, *et al.* (1993), Murty Challa y Hall (1994), Park, *et al.* (1997), Della Corte y Landolfo (2002), Adam, *et al.* (2012a) y Adam, *et al.* (2012b).

Por último algunos autores que manejaron el efecto P-delta en sistemas MDOF con recomendaciones de diseño son Paulay (1978), Montgomery (1981), Neuss y Maison (1984), Guerra, *et al.* (1990), Mazzolani y Piluso (1996), Bernal (1992 y 1998), Davidson, *et al.* (1992), Tremblay, *et al.* (1999), Gupta y Krawinkler (2000), Krawinkler y Gupta (2002), Aydinoglu (2001), Adam, *et al.* (2004), Asimakopoulos (2007) y Adam, *et al.* (2014).

Atraves de todos estos estudios la medida comúnmente utilizada para cuantificar el efecto P-delta es el llamado coeficiente de estabilidad, Θ , que es la relación de la disminución de la rigidez en la rigidez de primer orden, este coeficiente describe el cambio en la resistencia y rigidez debido al efecto P-delta.

$$\theta = \frac{K - K'}{K} \quad (1.3)$$

Donde K es la rigidez lateral global del primer orden y K' es la rigidez lateral global del segundo orden.

En base en lo anteriormente expuesto mencionamos que entre más grande sean los asentamientos diferenciales variables de una estructura, se tendrá un mayor efecto P-delta, esto debido a que el desplazamiento lateral de la estructura aumenta conforme se tiene mayor asentamiento diferencial variable y por lo tanto se presenta un mayor efecto desestabilizador de cargas de gravedad, fig. 1.19.

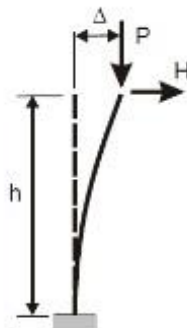
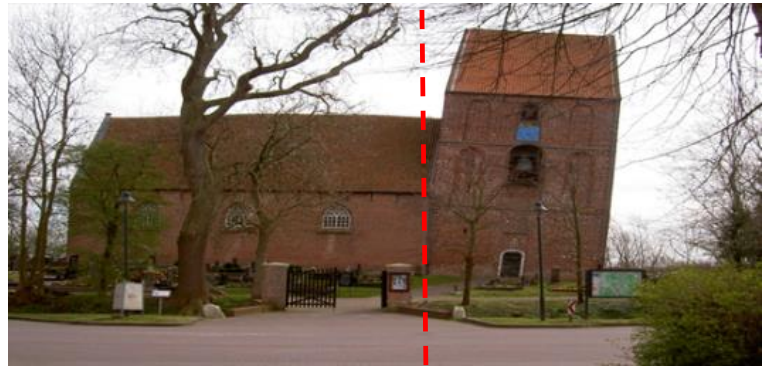


Fig. 1.19. Efecto P-delta en columna

Existen muchas estructuras inclinadas en todo el mundo debido a asentamientos diferenciales del tipo variable, aquí solo se mencionarán algunos casos que se presentan alrededor del mundo, tal es el caso del templo Huma en la India, fig. 1.20 a); la iglesia de Suurhusen en Alemania, fig. 1.20 b); el reloj Big Ben en Reino Unido, fig. 1.20 c); la Torre Nevyansk en Rusia, fig. 1.20 d); los silos de Transcona en Canadá, fig. 1.20 e); la Torre Suzhou en China, fig. 1.20 f); la Torre Bedum en los países bajos, fig. 1.20 g); y la Torre de Pisa en Italia, fig. 1.20 h).



a) Templo Huma, India.



b) Iglesia de Suurhusen, Alemania.



c) El reloj Big Ben, Reino Unido.



d) Torre Nevyansk, Rusia.



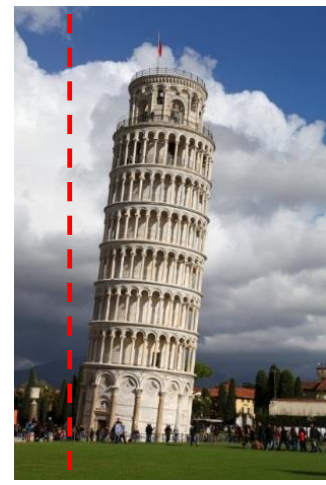
e) Los silos de Transcona, Canadá.



f) Torre Suzhou, China.



g) Torre Bedum, Países bajos.



h) Torre de Pisa, Italia.

Fig. 1.20. Asentamientos presentados en diferentes estructuras históricas alrededor del mundo.

México también presenta estructuras que tienen inclinación debido a asentamientos diferenciales del tipo variable, delimitando la zona de México solo nos enfocaremos a aquellos edificios que se encuentren en la Ciudad de México en las zonas denominadas lacustre y de transición.

A continuación mencionaremos algunos casos que se han presentado en las zonas mencionadas, esta información se recopiló de fuentes periodísticas, pero también cabe mencionar que la denuncia ciudadana contiene más información que la periodística, pero como esta última no es confiable no se tomará en cuenta.

En marzo de 2010 se dio a conocer que la unidad habitacional “La Concordia” ubicada en la delegación Iztapalapa, presentaba 74 edificios con distintos niveles de inclinación, aquí además de presentar una zona lacustre y de transición, también se llegan a presentar grietas, que al combinarse estos dos factores llegan a ser una zona riesgo, por último cabe mencionar que estos edificios llegan a tener hasta 48 centímetros de inclinación respecto a la vertical. Fig. 1.21.



Fig. 1.21. Unidad habitacional La Concordia. (La Jornada)

En diciembre de 2014 en el periódico el Milenio se publicó una nota donde menciona que la unidad habitacional Lindavista-Vallejo presentaba hundimientos diferenciales con inclinaciones en los edificios 52 y el 62, el primero presenta grietas tal que se puede observar del otro lado, el caso más severo es el que presenta el edificio 62 con una inclinación de 30 centímetros al cual aluden el inmueble como la cabaña del tío chueco donde los objetos que caen al suelo se deslizan solos. Fig. 1.22.

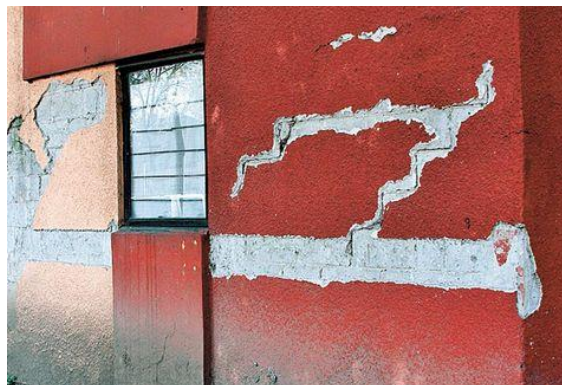


Fig. 1.22. Unidad habitacional Lindavista-Vallejo. (Milenio)

En septiembre de 2013 el periódico Crónica dio a luz una nota en la sección de cultura donde le hacen una entrevista a Efraín Ovando Shelley, investigador del Instituto de Ingeniería de la UNAM, quien señala que al menos 50 edificios coloniales ubicados en el Centro Histórico de la ciudad de México están en peligro esto debido al hundimiento anual el cual provoca inclinación y grietas en las estructuras, además estima que al menos en los próximos 100 años la capital seguirá sufriendo este problema, el cual los hundimientos diferenciales inclinarán los edificios lo que conllevará a que sean más vulnerables ante sismos, algunas de estas estructuras son la iglesia de Santa Teresa la Antigua, la iglesia de la Santísima Trinidad, la iglesia de Loreto, la iglesia de San Francisco, la iglesia de San Lorenzo, la iglesia de la Profesa, el convento de La Concepción, el palacio del Marqués del Apartado, la Casa de Mayorazgo de Guerrero, la Plaza de Mixcalco, el edificio de la Librería Porrúa y el Templo Mayor. Fig. 1.23.



Fig. 1.23. Iglesia de San Francisco, Centro Histórico. (Internet 7)

En una nota de El Universal de abril de 2011 mencionan que hay una lista de 20 edificios en Tlatelolco, en la delegación Cuauhtémoc, que presentan riesgo estructural, donde la delegación en un texto menciona que en estas 20 edificaciones se detectaron inclinaciones superiores a lo permitido, esto debido al hundimiento, tal es el caso del edificio ISSSTE 11 que presenta una inclinación de 1.5% cuando el permitido en la norma es del 1% respecto a su altura. Fig. 1.24.



Fig. 1.24. Edificio ISSSTE 11, Tlatelolco. (Internet 8)

El Nuevo Herald Tim Johnson realizó una nota el septiembre de 2011 donde menciona que la Ciudad de México se está hundiendo debido a la extracción de agua y que debido a esto, las estructuras se inclinan, donde los habitantes que viven en ellas tienen una sensación de vértigo permanente, además menciona que el director de prevención de la Oficina de Protección Civil dijo que existen aproximadamente 5000 viviendas y edificios inestables.

El diario Reforma publicó en diciembre de 2014 una nota en la cual explica que el edificio Chapultepec 480, ubicado en la colonia Roma Norte, sufrió un hundimiento que hizo que se inclinara, en consecuencia, una empresa quitará cuatro niveles a la estructura para disminuir el peso. Fig. 1.25.



Fig. 1.25. Edificio Chapultepec 480, Roma Norte.

En el Foro TV se realizó una nota que llevó el título Edificios Inclinados, en febrero de 2013, el cual recolecta varia información importante, en ella se entrevista a Enrique Santoyo Villa que fue investigador en el Instituto de Ingeniería de la UNAM por 14 años en el área de geotecnia, él menciona que los edificios inclinados de interés social son aproximadamente 1000, los de oficina varios cientos. El reportaje señala que la delegación más afectada es la delegación Cuauhtémoc y que no solo lo presentan los edificios antiguos ya que también lo presentan estructuras del tipo casas habitacionales, escuelas y edificios gubernamentales, un ejemplo de estos sería la unidad habitacional San Rafael, que se encuentra en Coacalco Estado de México, que al menos 100 de sus edificios cuentan con inclinaciones, Renato Berrón del Instituto para la seguridad de las construcciones del DF asegura que casi el 100% de las edificaciones tienen inclinaciones en diferentes grados, donde algunos a pesar de que están inclinados no presentan daños estructurales. La posada del sol es una estructura ubicada en la colonia Doctores, que fue abandonada desde su construcción en 1940, que nunca fue habitada debido a las serias inclinaciones que presentaba. Fig. 1.26.



Fig. 1.26. La posada del sol, Doctores. (Internet 9)

Santoyo y Santoyo. (2013) mencionan que en el Centro Histórico, en el norte y el oriente de la Ciudad de México existen abundantes edificios inclinados, así como en las orillas del antiguo lago. Ellos presentan una tabla donde relacionan los orígenes y factores que influyen en la inclinación de una estructura, como los errores en el diseño de la cimentación, errores en la construcción, cambios en el edificio, efectos de un sismo, instalaciones municipales, discontinuidades inducidas, heterogeneidad del sitio, secado del sitio y la extracción de agua del subsuelo; así mismo comentan que el Reglamento de Construcción del Distrito Federal 2004 carece de precisión para evaluar la magnitud de la inclinación en estructuras, en la tabla 1.3, se presenta el criterio que utilizan para juzgar las inclinaciones de los edificios; también mencionan el comportamiento que se puede presentar en la estructura, tal como el de un cuerpo rígido o el de un cuerpo deformable, donde el primero lo pueden presentar los edificios altos debido a su gran rigidez en la cimentación, ya que al momento de presentarse asentamientos diferenciales e inclinarse no experimentan deformaciones, como en la fig. 1.27, que después del sismo de 1985 lo inclinaron 1.28 m (2.79%) respecto a la vertical, el segundo caso sucede cuando la cimentación carece de rigidez y debido a la presencia de asentamientos diferenciales la estructura se comporta como un cuerpo flexible, teniendo una superficie compleja de hundimientos diferenciales, este comportamiento lo presenta la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México.

Tabla 1.3. Criterio para juzgar las inclinaciones de los edificios, Santoyo y Santoyo, (2013).

Inclinación (%)	Desplome en 4 pisos o 10 m (cm)	Descripción
< 0.5	Menos de 5	Sin importancia, pasa desapercibido para muchas personas.
0.5	5	Tolerable, lo advierten las personas.
0.75	7.5	Admisible pero empieza a ser incómodo a las personas.
1	10	Límite admisible y molesto para las personas.
1.5	15	Inadmisible y profundamente incómodo para las personas.
> 1.5	Más de 15	Riesgo para las personas y la estructura.



Fig. 1.27. Edificio de 16 niveles.

1.4 VULNERABILIDAD SÍSMICA

A partir de varios sismos ocurridos en diferentes partes del mundo que afectaron gravemente a la sociedad, los ingenieros se vieron forzados a proponer medidas para minimizar los efectos ante los sismos, así fue como se iniciaron las investigaciones en el área de la ingeniería sísmica, y con ello también surgieron estudios de vulnerabilidad a principios del siglo XX.

Las técnicas de vulnerabilidad sísmica aplicadas a estructuras, surgen en los años 1960 y 1970 con las técnicas de Screening, posteriormente, esta permite desarrollar nuevos métodos, tales como el de Whitman (1972), Culver, *et. al.* (1975), General Services Administration (1976), Okada y Bresler (1976), Shepherd (1977), Petrini y Benedetti (1984), ATC-13 (1985), Grases (1985), Iglesias (1985), ATC-14 (1987), Fernandez (1987), ATC-21 (1988), Matzamura y Freeman (1988), Uzcátegui y Quintero (1988), Iglesias (1989), Cardona y Hurtado (1990), Rivera, *et. al.* (1990), Campos (1992), Hiroswawa (1992), Velasco y Tassios (1992), FEMA-178 (1994), Jaramillo y Ortega (1994), SEAOC (1995), FEMA-273 (1997), AIS (1998), Freeman (1998), FEMA-366 “HAZUS-99” (1999), Miranda (1999), Fajfar (2000), Giuliano (2000), AIS (2001), Vamvatsikos y Cornell (2002), Milutinovic y Trendafilosky (2003), Antoniou y Pinho (2004), ATC-40 (2005), FEMA P-751 (2012) y Pujades (2014).

En el año 1980 la Organización de las Naciones Unidas de Ayuda para Desastres (UNDRO) y la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, Diversificación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO) definieron los términos amenaza, vulnerabilidad y riesgo con el fin de que se pudiera comprender y reconocer mejor los problemas asociados a los fenómenos naturales y/o antrópicos.

La amenaza o peligro es un fenómeno físico de origen natural o tecnológico, que puede presentarse en un sitio específico y en un tiempo determinado, produciendo efectos adversos en las personas, los bienes y/o el medio ambiente; matemáticamente expresado como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento con una cierta intensidad, en un cierto sitio y en un cierto período de tiempo.

La vulnerabilidad es el grado de pérdida de un elemento, o grupo de ellos esperado, debido a la ocurrencia de un fenómeno natural con una magnitud dada, expresada en una escala de 0 (sin daño) a 1 (colapso total) o en una escala proporcional a esta.

El riesgo es la destrucción o pérdida esperada obtenida de la convolución de la probabilidad de ocurrencia de eventos peligrosos y de la vulnerabilidad de los elementos expuestos a tales amenazas, matemáticamente expresado como la probabilidad de exceder un nivel de consecuencias económicas en un cierto sitio y en un cierto período de tiempo.

Existen varios tipos de vulnerabilidad, tal como la económica, ambiental, social, humana, estructural y entre otras, la que es de nuestro interés es la vulnerabilidad estructural, que se define como el daño esperado que sufrirá uno o varios elementos determinados ante una amenaza dada, estas amenazas pueden ser las erupciones volcánicas, los deslizamientos, las inundaciones, las precipitaciones, los huracanes y los sismos, en este trabajo utilizaremos la amenaza debida al sismo, este tipo de amenaza tiene dos efectos que produce, uno de ellos son los tsunamis y el otro un movimiento del terreno, en particular nos enfocaremos al efecto del movimiento del terreno, este tipo de efecto tiene parámetros de intensidad tales como la aceleración, velocidad y desplazamiento máximos del terreno y espectrales para diferentes periodos estructurales, con ello concluimos que nos enfocaremos a la vulnerabilidad sísmica estructural teniendo en cuenta el parámetro de pseudoaceleración espectral, S_a , en términos de la gravedad, g .

La evaluación de la vulnerabilidad se lleva a cabo con ayuda de la función de vulnerabilidad, esta representa la distribución de probabilidad de las pérdidas en función de la intensidad producida durante un escenario específico y se define con ayuda de curvas que relacionan el valor esperado del daño y la desviación estándar del daño con la intensidad del fenómeno de la amenaza.

Actualmente existen cuatro enfoques para obtener funciones de vulnerabilidad, cada enfoque desarrollado tiene sus ventajas y desventajas y dependiendo de lo que se requiera es el enfoque que se utilizara, estos son, el enfoque estadístico, experimental, empírico y analítico.

El enfoque estadístico consiste en recopilar una base de datos que contengan las pérdidas experimentadas en las distintas estructuras y las intensidades sísmicas ocurridas en el sitio de estudio, con ello se realiza un análisis estadístico para obtener la o las funciones de vulnerabilidad, por otra parte la evaluación de la distribución del daño se obtiene de la estadística de los daños ocurridos por sismos anteriores. Algunos ejemplos de la vulnerabilidad sísmica estructural con el enfoque estadístico son los de Martel (1964), Scawthorn (1981), Steinbrugge y Algermissen (1990) y Schierle (2000).

Este enfoque es el más apto para realizar un estudio del daño ocurrido dado un evento sísmico, debido a que tiene la peculiaridad de presentar datos reales de los daños ocasionados a las distintas estructuras, no obstante solo se pueden obtener datos importantes en eventos sísmicos de gran magnitud, además de que no se tienen datos para todos los eventos sísmicos y todas las intensidades de ocurrencia, también su aplicación no se puede utilizar en estructuras individuales.

El enfoque experimental consiste principalmente en realizar pruebas experimentales a estructuras o componentes, expuestos a ensayos donde se simula la ocurrencia de un evento sísmico con diferentes intensidades, esto con el fin de obtener propiedades dinámicas y características importantes de la estructura o componente, todo esto con el fin de definir estados de daño dado ciertas intensidades y obtener funciones de vulnerabilidad.

Se puede decir que este tipo de método arroja buenos resultados, no obstante el costo de realizar estas pruebas es muy alto, el tiempo de los ensayos es alto, los datos arrojados dependerán del sismo empleado, se tiene un número limitado de pruebas y debido a esto no se permiten grandes errores.

El enfoque empírico se basa en el juicio de los expertos, debido a la experiencia del comportamiento de distintas estructuras ante eventos sísmicos y los posibles daños que se podrían ocasionar, este enfoque es utilizado cuando se carece de información y no se requiere demasiada precisión o para evaluaciones preliminares, las ventajas que ofrece este método es que es más económico, es fácil obtener la evaluación de varias estructuras aunque es necesario consultar un gran número de expertos y debido a la naturaleza de este método se crea una gran subjetividad en los resultados, un claro ejemplo es el ATC-13 (1985) que es el primer estudio de vulnerabilidad basado en el conocimiento y experiencia de los expertos.

El enfoque analítico se caracteriza por realizar modelos para evaluar la resistencia estimada de la estructura debido al o los eventos sísmicos de interés, por lo que las funciones de vulnerabilidad utilizan la estadística de la respuesta no lineal del modelo analítico debido a los distintos niveles de intensidad sísmica o demanda, este método es adecuado para obtener la vulnerabilidad de una estructura cuando se requiere un cierto nivel de demanda aunque no se haya presentado y se pueden aplicar a estructuras individuales, algunas de las desventajas serian que se tiene que invertir un gran tiempo para la generación del modelo, se tienen que manejar con mucho cuidado los datos que se vayan a utilizar.

Este enfoque tiene generalmente tres pasos a seguir para la generación de funciones de vulnerabilidad: 1) realizar un análisis estructural, 2) un análisis de daños y 3) un análisis de perdidas, existen diversas formas de realizar los pasos antes mencionados, en el primer caso tenemos cuatro tipos de análisis estructural, el análisis estático lineal, análisis estático no lineal, análisis dinámico lineal y análisis dinámico no lineal.

Como vimos anteriormente el subsuelo de la Ciudad de México es muy caprichoso debido a la naturaleza y conformación de este, uno de los problemas que presenta este suelo son los asentamientos, que conforme el paso del tiempo estos se vuelven un gran problema para las construcciones que ya fueron desplantadas en ese lugar y las que en un futuro se construirán.

También se sabe que debido a la subducción de la placa de Cocos y Rivera en la placa Norteamérica ocasionan sismos que llegan a sacudir a la Ciudad de México y debido a que está en una zona lacustre sucede un fenómeno de amplificación de ondas sísmicas que lo hace más peligroso.

Es por ello que la arquitectura, ingeniería geotécnica y estructural desde hace mucho tiempo han estado trabajado en conjunto para dar solución a la infraestructura que se desea construir, partiendo desde la época prehispánica con la construcción del Templo Mayor hasta nuestros días, además de reconocer que hoy en día la ingeniería sísmica aportado varios conocimientos para efectuar evaluaciones más parecidas a la realidad.

De manera que este trabajo se centrara en evaluar la vulnerabilidad sísmica estructural presentando una metodología propuesta en el siguiente capítulo para que posteriormente sean aplicadas a casos de estudios particulares.

CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA

La finalidad de esta tesis es evaluar las funciones de vulnerabilidad en estructuras que presentan asentamientos diferenciales de tipo variable, ya que esta condición hace que las estructuras se vayan hundiendo y en consecuencia inclinando, por lo que se presentaran en los elementos estructurales esfuerzos adicionales, así como un aumento en los elementos mecánicos, reduciendo drásticamente la rigidez lateral y modificándose el periodo fundamental de la estructura.

Una forma de representar la vulnerabilidad sísmica estructural es a través de funciones de vulnerabilidad, el procedimiento para obtenerlas se presenta en la fig. 2.1.

El primer paso de la metodología es el diseño estructural, posteriormente el modelado de la estructura para realizar análisis dinámicos no lineales de historia en el tiempo, donde se le introduce una amenaza sísmica y si lo requiere también de asentamientos diferenciales, en seguida se procede a extraer los resultados de los análisis para que se puedan obtener curvas IDA, después se transforma el desempeño estructural a daño para que sea aplicado a las curvas IDA y se obtenga una función de vulnerabilidad.

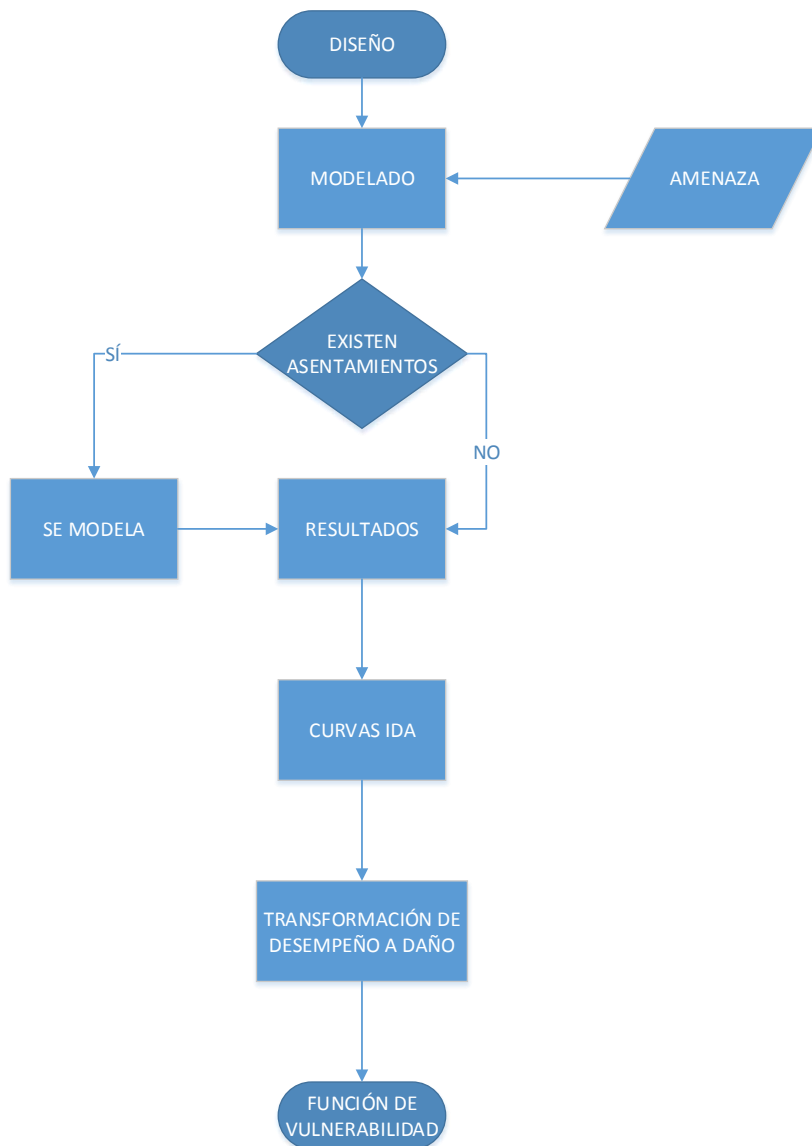


Fig. 2.1. Diagrama de flujo para la metodología propuesta.

2.1 DISEÑO Y MODELADO

El proceso del diseño sísmico de estructuras comienza con la selección de un sistema estructural adecuado que considere la arquitectura, solicitaciones, economía y de posibles soluciones constructivas, después se realiza un análisis sísmico, enseguida se realiza el dimensionamiento de las secciones para acabar con el detallado de la estructura. Sin olvidar que el diseño estructural debe de respetar el código de diseño que se vaya a implementar.

Para llevar a cabo el modelado de las estructuras se maneja un programa que permite determinar la respuesta dinámica de estructuras en dos dimensiones con comportamiento inelástico ante eventos sísmicos, que pueda realizar análisis dinámicos no lineales de historia en el tiempo y por último que se pueda introducir los asentamientos diferenciales de tipo variable.

La consideración del efecto P-delta es muy importante en este estudio, debido a que los modelos utilizados son estructuras altas. Es por ello que el análisis considera efectos P-delta o de segundo orden para tomar en cuenta el cambio de la rigidez geométrica en análisis estáticos y dinámicos.

Como parte del modelado se define la capacidad de los elementos estructurales en función de los momentos de fluencia, pendientes elásticas e inelásticas, con ayuda de curvas momento curvatura, estos valores son importantes ingresarlos en el modelado, ya que define hasta qué valores admite que los elementos de la estructura presenten un comportamiento elástico y donde inicia con el comportamiento inelástico, esto debido a que cuando la estructura está en el rango elástico esta no presenta daños en los elementos, pero una vez pasando al rango inelástico los elementos comienzan a sufrir daños de leves a severos.

2.3 AMENAZA Y ASENTAMIENTOS

Como ya se ha mencionado con anterioridad, el tipo de amenaza que se considerara es la sísmica, por esta razón se ocuparán registros sísmicos que representen a dicha amenaza, sin olvidar que estos deben de ser adecuados al fenómeno que queremos representar, así pues se utilizarán registros sísmicos ubicados en suelos blandos de la Ciudad de México.

Una vez definida la amenaza sísmica, esta tiene que ser procesada para ser introducida en el programa y de esta forma puedan obtenerse curvas IDA. A continuación se muestra en la fig. 2.2 el diagrama de flujo para procesar la amenaza sísmica.

Los factores de escala juegan un papel importante en la amenaza sísmica debido a que tienen como propósito escalar los registros sísmicos para que se pueda analizar la respuesta ante diferentes niveles de intensidad sísmica, al aplicar este factor se modifica la historia de aceleraciones del registro, de tal forma que la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura tenga una intensidad específica. Estos factores de escala se calculan como la relación de la medida de intensidad y la intensidad espectral, ecuación 2.1. Existen varias medidas de intensidad como las de aceleración, velocidad y desplazamiento máximos del terreno y también espectrales. Las intensidades espectrales se obtienen con ayuda del periodo fundamental de la estructura y el espectro de respuesta elástico del registro sísmico a utilizar.

$$FE = \frac{\text{Medida de intensidad}}{\text{Intensidad espectral}} \quad (2.1)$$

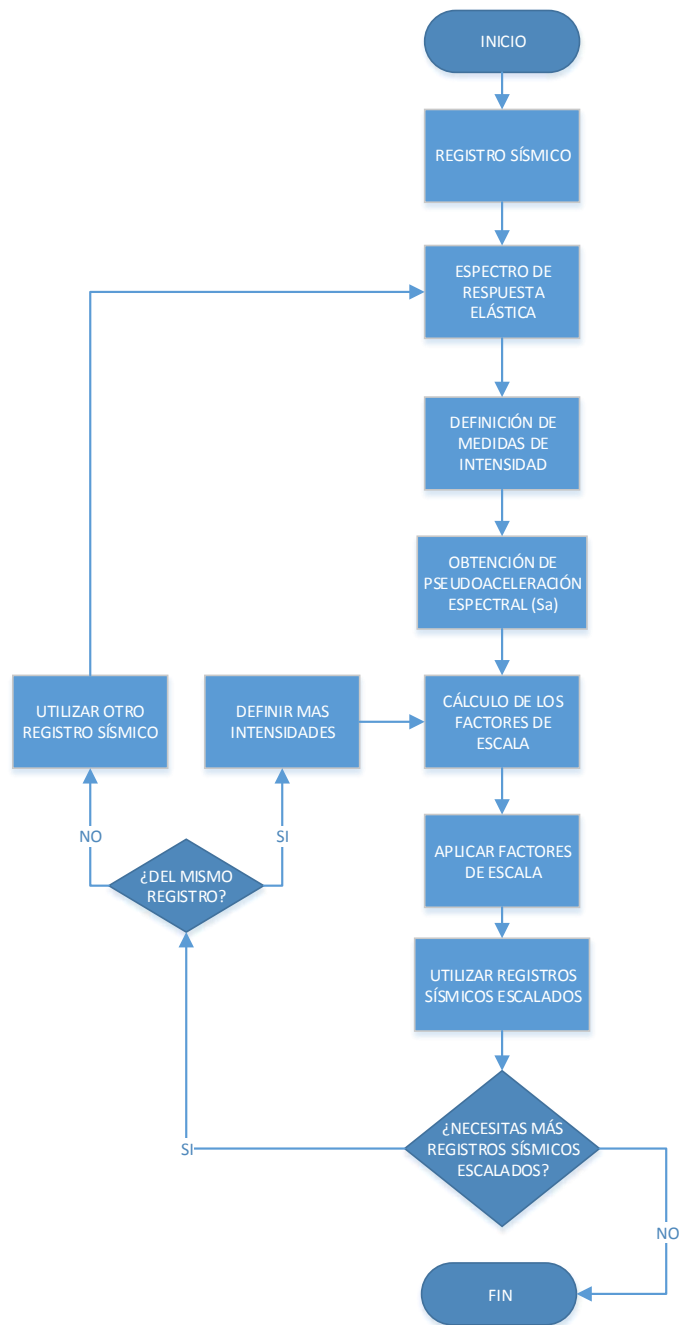


Fig. 2.2. Diagrama de flujo para la amenaza.

Para modelar los asentamientos diferenciales del tipo variable se realizara un análisis estático paso a paso con un desplazamiento controlado en dirección descendente en los nodos inferiores de la estructura.

Es importante que al momento de modelar el asentamiento diferencial de tipo variable, se considere que los asentamientos se presentarán de una forma gradual desde un extremo del marco hasta el otro extremo, ya que se ha observado que esa es la forma en la que se presentan los asentamientos diferenciales variables.

2.5 CURVAS IDA

Cuando se realiza una serie de análisis dinámicos no lineales paso a paso a una estructura utilizando uno o varios registros sísmicos escalados a diferentes niveles de intensidad, se dice que es un análisis dinámico incremental (IDA, por sus siglas en inglés), este es un método de análisis paramétrico que estima el comportamiento de una estructura bajo carga sísmica, de estos análisis se obtienen curvas IDA, que son gráficas que representan el desempeño estructural ante diferentes niveles de intensidad de demanda, fig. 2.3.

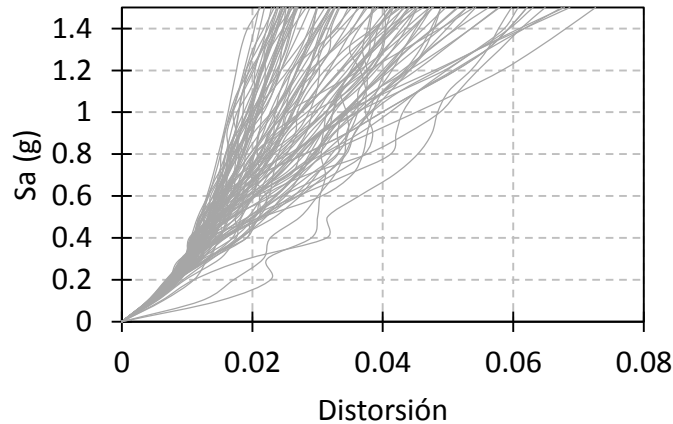


Fig. 2.3. Curva IDA.

Por lo tanto, para obtener estas curvas es necesario obtener el cortante basal, V_b , desplazamientos, Δ , y distorsiones de entrepiso, γ , máximas, esto quiere decir que de todos los pasos analizados solo se obtendrá la máxima respuesta y para cada registro escalado, posteriormente se graficarán las curvas IDA, estas son desplazamiento vs pseudoaceleración espectral (Δ vs S_a), distorsión de entrepiso vs pseudoaceleración espectral (γ vs S_a), cortante basal vs pseudoaceleración espectral (V_b vs S_a) y cortante basal vs desplazamiento (V_b vs Δ), donde esta última se le denomina curva de capacidad dinámica, fig. 2.4. Cuando el modelo de la estructura este completo se corre el programa, se extraigan las respuestas máximas de la estructura y se manipulan de los resultados para obtener curvas IDA y como siguiente paso será la transformación del desempeño estructural a daño para que inmediatamente se obtenga la función de vulnerabilidad.

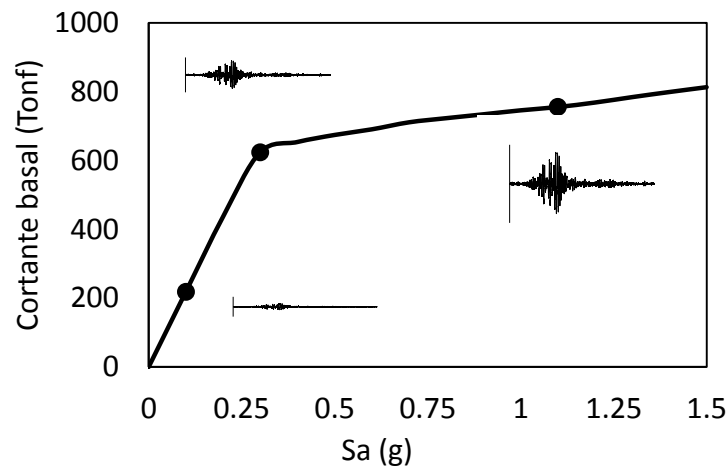


Fig. 2.4. Curva de capacidad dinámica.

2.6 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

Para estimar las funciones de vulnerabilidad se usó el enfoque analítico, utilizando como base la metodología expuesta por Vamvatsikos y Cornell (2002), esta consiste en estimar la respuesta estructural ante acciones sísmicas, empleando análisis dinámicos no lineales paso a paso de un conjunto de registros sísmicos, en cada registro analizado se incrementa o disminuye la intensidad por medio de factores de escala dada una medida de intensidad, de estos análisis dinámicos incrementales (IDA) se obtienen curvas que representan la respuesta máxima de la estructura en función de una intensidad sísmica, que aplicando una análisis de daño a la curva de la media geométrica IDA, distorsión *vs* pseudoaceleración espectral (γ *vs* S_a) se genera una curva llamada función de vulnerabilidad, que representa el daño esperado en función de la intensidad producida durante un escenario específico, fig. 2.5.

Para transformar el desempeño a daño, se pueden aplicar índices de daño a la curva media IDA, donde estos relacionan las demandas experimentadas en una estructura con características definidas, con el nivel de deterioro que deja la acción, donde el valor de 0 representa un daño nulo y valor de uno representa el colapso, como lo hacen Chacón y Paz (2016) en la obtención de pérdidas asociadas al daño, además cabe señalar que existen más formas de obtener esas pérdidas asociadas al daño, por lo que se le invita al lector a investigar más del tema.

En este trabajo utilizaremos la metodología propuesta por Teran y Jirsa (2005), debido a que para caracterizar el comportamiento estructural utilizan el desplazamiento máximo y las demandas acumuladas de deformación plástica, donde este último es muy importante cuando se estudian estructuras localizadas en suelos blandos, además de que sus parámetros están calibrados para la zona del lago de la Ciudad de México.

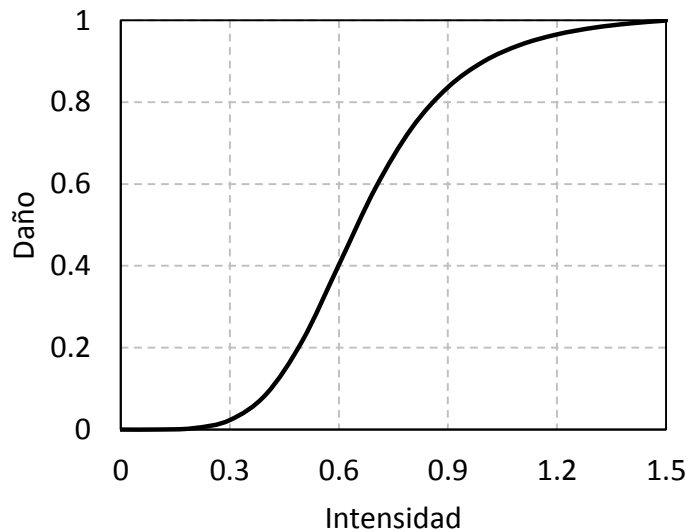


Fig. 2.5. Función de Vulnerabilidad.

CAPÍTULO 3. CASOS DE ESTUDIO

Los estructuras que se estudiaran son de 15, 17 y 25 niveles a base de marcos dúctiles, los diseños de los edificios son los obtenidos por los trabajos de Villegas (2013) y Morell (2009), ambos autores diseñaron los elementos estructurales con el RCDF-04, donde este reglamento considera tres métodos de análisis sísmicos para el diseño de elementos estructurales, el método simplificado, método estático y el método dinámico, donde este último tiene dos partes, el modal espectral y el paso a paso en el dominio del tiempo, y el cual para el diseño de las estructuras evaluadas se utilizó el método de análisis dinámico modal espectral utilizando los espectros de diseño del cuerpo principal el RCDF, a continuación se mencionan las características más importantes de las estructuras en la tabla 3.1

Tabla 3.1. Características generales de los marcos

Propiedad/Niveles	15	17	25
Uso	Oficinas	Oficinas	Oficinas
Grupo	B	B	B
Reglamento y diseño usado	RCDF-04, cuerpo principal	RCDF-04, cuerpo principal	RCDF-04, cuerpo principal
f'c [kg/cm ²] vigas y columnas	300	250	300
Ec [kg/cm ²]	14000*f'c ^{0.5}	14000*f'c ^{0.5}	14000*f'c ^{0.5}
fy [kg/cm ²] (acero de refuerzo longitudinal y transversal)	4200	4200	4200
No. de crujías lado corto	3	3	3
No. de crujías lado largo	4	3	4
Largo de crujía corta [m]	7	8	7
Largo de crujía larga [m]	8	8	8
Altura de planta baja [m]	5.2	4.45	5.2
Altura de entresijos [m]	3.4	3.5	3.4
H _{Total} [m]	52.8	60.5	86.8
Factor de irregularidad	1.0	1.0	0.9
Dirección del marco a analizar	Y	Y	Y
Eje del marco a analizar	B	2	B
Zonificación (sísmica)	IIIb	IIIb	IIIb
Zonificación (geotécnica)	III, Lacustre	III, Lacustre	III, Lacustre
Q	4	3	4
c	0.45	0.45	0.45
T (Original) [seg]	1.461 (2D)	1.752 (3D)	1.870(2D)
W [Tonf]	2691.08	4377.02	7481.65

3.1 MARCOS DE 15 Y 25 NIVELES

El uso de las estructuras son para oficinas, ubicadas en la zona IIIb, éstas tienen una geometría regular simple, con la misma planta arquitectónica en todos sus niveles, conformada por cuatro crujiás en dirección X con longitudes de 8m y tres crujiás en dirección Y con longitudes de 7m, fig. 3.1.

La altura de la plata baja es de 5.2m y el resto de los entrepisos tienen una altura de 3.4m, en consecuencia, la altura total para la estructura de 15 niveles es de 52.8m y para la estructura de 25 niveles es de 86.8m.

El marco que se usó para realizar los análisis dinámicos no lineales de historia en el tiempo fue el correspondiente al eje B, fig. 3.2

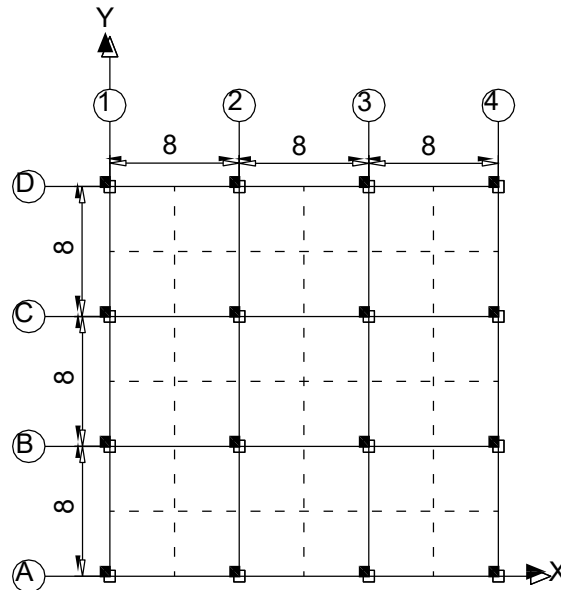


Fig. 3.1. Planta tipo para las estructuras de 15 y 25 niveles. Cotas en metros.

Para las dos estructuras la resistencia a la compresión del concreto en vigas y columnas es de 300 kg/cm^2 con un módulo de elasticidad de $242487.1131 \text{ kg/cm}^2$ y el esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo longitudinal y transversal es de 4200 kg/cm^2 con un módulo de elasticidad de $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

Las losas de entrepiso y azotea trabajan como un sistema de piso rígido, constando de una loza maciza apoyada perimetralmente, con una carga muerta de 300 kg/cm^2 en los entrepisos y de 200 kg/cm^2 en las azoteas, además de utilizar una carga viva instantánea de 180 kg/cm^2 en los entrepisos y de 70 kg/cm^2 para las azoteas, (Morell, 2009).

Los espectros de diseño usados fueron los que marca el RCDF-04 para la zona IIIb (GDF, 2004), con un factor de irregularidad de 1.0 para la estructura de 15 niveles y 0.9 para la estructura de 25 niveles, considerando para ambos un factor de comportamiento sísmico Q de 4.

Los periodos y las masas modales para la estructura de 15 niveles se presentan en la tabla 3.2 y para la estructura de 25 niveles en la tabla 3.3.

Tabla 3.2. Periodos y masas modales para la estructura de 15 niveles.

Número de Modo	Periodo (s)	Masa modal (%)	
		X	Y
1	1.548	77.83	0.0
2	1.461	0.0	78.35
3	1.293	0.0	0.0

Tabla 3.3. Periodos y masas modales para la estructura de 25 niveles.

Número de Modo	Periodo (s)	Masa modal (%)	
		X	Y
1	1.987	73.59	0.0
2	1.870	0.0	72.92
3	1.554	0.0	0.0

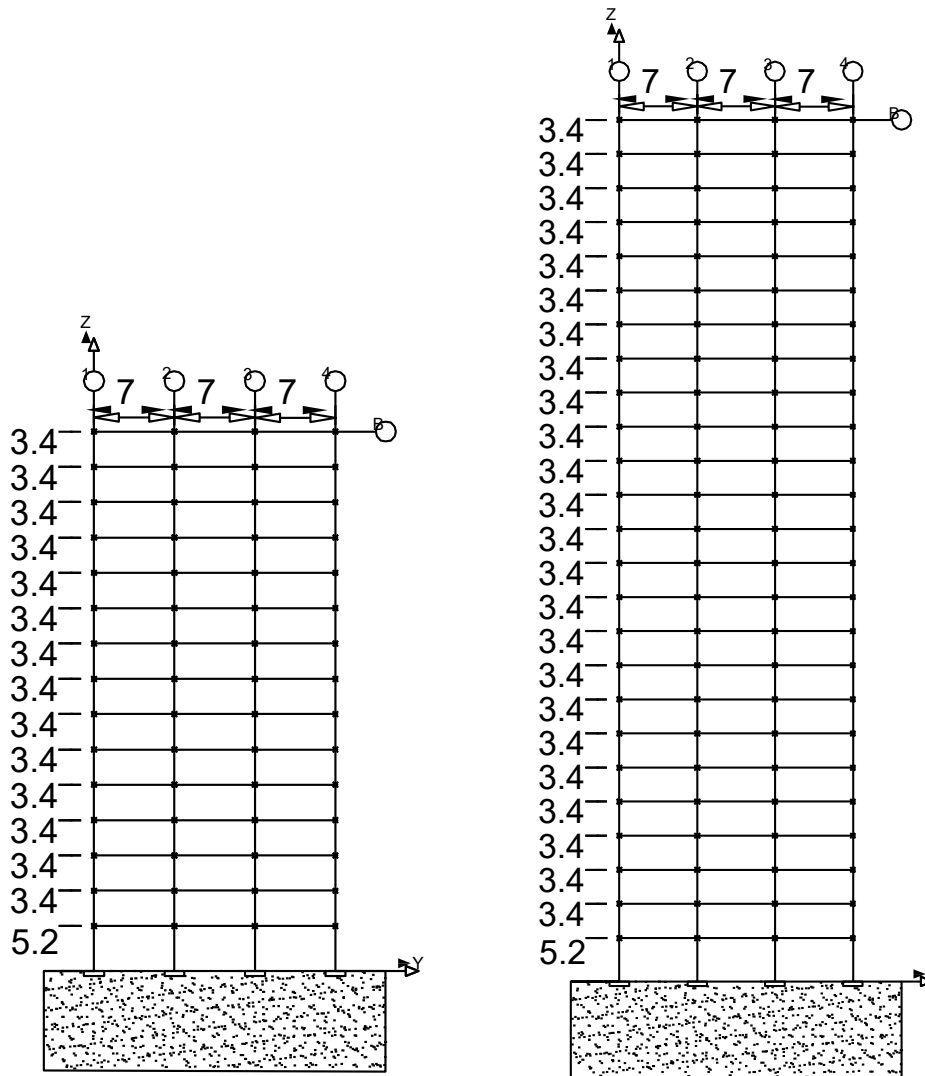


Fig. 3.2. Elevación de las estructuras de 15 y 25 niveles. Cotas en metros.

3.2 MARCO DE 17 NIVELES

El uso de la estructura es para oficinas, ubicada en la zona IIIb, tiene una geometría regular simple, con la misma planta arquitectónica en todos sus niveles, conformada por tres crujeías en dirección X con longitudes de 8m y tres crujeías en dirección Y con longitudes de 8m, fig. 3.3, a).

La altura de la plata baja es de 4.45m y el resto de los entrepisos tienen una altura de 3.5m, en consecuencia, la altura total para la estructura de 17 niveles es de 60.45m. El marco que se usó para realizar los análisis dinámicos no lineales de historia en el tiempo fue el correspondiente al eje B, fig. 3.3, b).

La resistencia a la compresión del concreto en vigas y columnas es de 250 kg/cm² con un módulo de elasticidad de 221359.4362 kg/cm² y el esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo longitudinal y transversal es de 4200 kg/cm² con un módulo de elasticidad de 2.1x10⁶ kg/cm².

Las losas de entrepiso y azotea trabajan como un sistema de piso rígido, constando de una losa maciza apoyada perimetralmente, con una carga muerta de 591 kg/cm² en los entrepisos y de 572 kg/cm² en las azoteas, además de utilizar una carga viva instantánea de 180 kg/cm² en los entrepisos y de 70 kg/cm² para las azoteas, (Villegas, 2013).

Los espectros de diseño usados fueron los que marca el RCDF-04 para la zona IIIb (GDF, 2004), con un factor de irregularidad de 1.0, considerando un factor de comportamiento sísmico Q de 3. Los periodos y las masas modales para la estructura de 17 niveles se presentan en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Periodos y masas modales para la estructura de 17 niveles.

Número de Modo	Periodo (s)	Masa modal (%)	
		X	Y
1	1.752	56.87	0.0
2	1.752	0.0	56.87
3	1.346	0.0	0.0

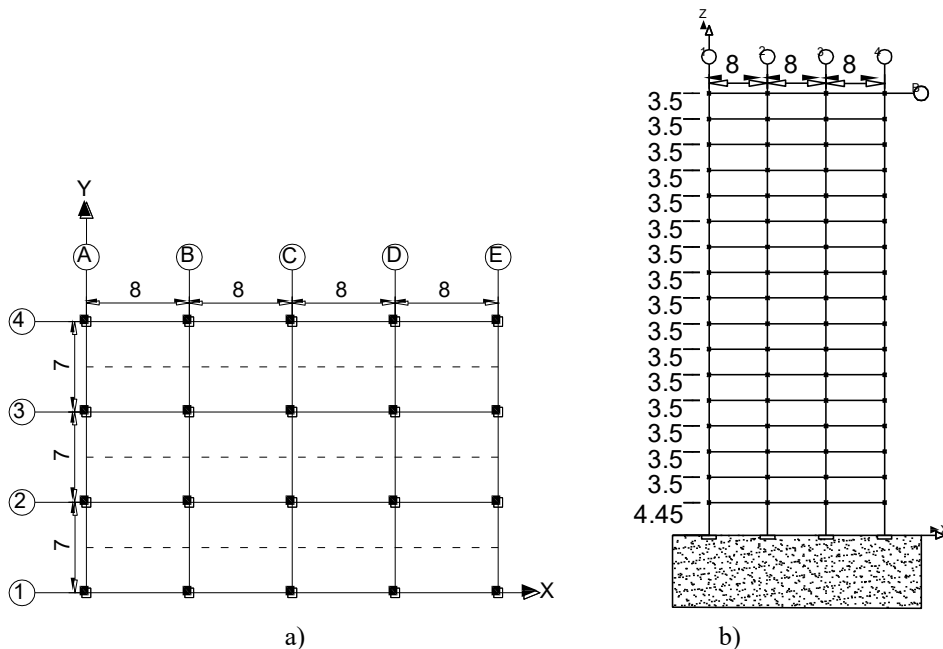


Fig. 3.3. Planta tipo para la estructura de 17 niveles. Cotas en metros.

3.3 CURVAS IDA

Para llevar a cabo el modelado de las estructuras se utilizó el programa dynamic response analysis inelastic 2 dimensional X (DRAIN-2DX; Zenil, 2010), que es un programa que permite determinar la respuesta dinámica de estructuras en dos dimensiones con comportamiento inelástico ante eventos sísmicos. En la fig. 3.4, se presenta el procedimiento que se usó para modelar la estructura.

El diagrama de flujo para el modelado comienza con la creación de un archivo de texto, este recopilara todos los comandos que se vayan a usar en el programa DRAIN-2DX, este llevara el nombre drain y la la extensión .inp para que pueda ser leído por el programa.

Para saber si la estructura es modelada correctamente, es necesario realizar un análisis modal espectral, esto para conocer el periodo fundamental de la estructura y verificar que sea el adecuado, es por ello que se introducen en el archivo de texto los comandos STARTXX, NODECOORDS, RESTRAINTS, SLAVING, MASSES, ELEMENTGROUP, MODE y STOP, finalizando esto se corre el programa, posteriormente se confirma que no haya tenido errores la hoja de programación, esto se observa en el archivo generado con extensión .ech, en caso de que haya errores, estos se deben de corregir y si no es el caso se procede a abrir el archivo generado con extensión .out, que es el archivo de salida de datos, ahí se revisa si el periodo fundamental de la estructura es el adecuado, en caso de no serlo, se llevara a cabo una revisión y corrección de los datos de entrada en los comandos. Luego se inicia con la obtención de momentos de fluencia, M_y , pendientes elásticas, k_e , y pendientes inelásticas, k_i , para cada superficie de fluencia, estos parámetros se obtienen de curvas momento curvatura bilineal, con el apoyo del programa CUMBIA, una vez obtenidas estas propiedades se introducen en el comando ELEMENTGROUP, inmediatamente se realizan los comandos RESULT, ELEMENLOAD, PARAMETERS y GRAV.

Por otra parte se define la amenaza atreves de un conjunto de registros sísmicos, que posteriormente se introduce al modelo con un solo registro sísmico, con los comandos ACCNREC y ACCN. Una parte importante del modelado es la introducción de los asentamientos diferenciales, estos se llevan a cabo con los comandos NODALOAD y STAT.

Cuando el modelo de la estructura en DRAIN-2DX este completo se corre el programa, el cual se verificara que no tenga errores para que posteriormente se extraigan las respuestas máximas de la estructura, si se necesitan más respuestas máximas, se puede escalar el registros sísmico que se utilizó, o utilizar uno diferente, pero sin olvidar que se tienen que modificar los datos de estrada para cada comando pertinente, el siguiente paso sería la manipulación de los resultados para obtener una o unas curvas IDA.

Como siguiente paso será la transformación del desempeño estructural a daño para que inmediatamente se obtenga la función de vulnerabilidad.

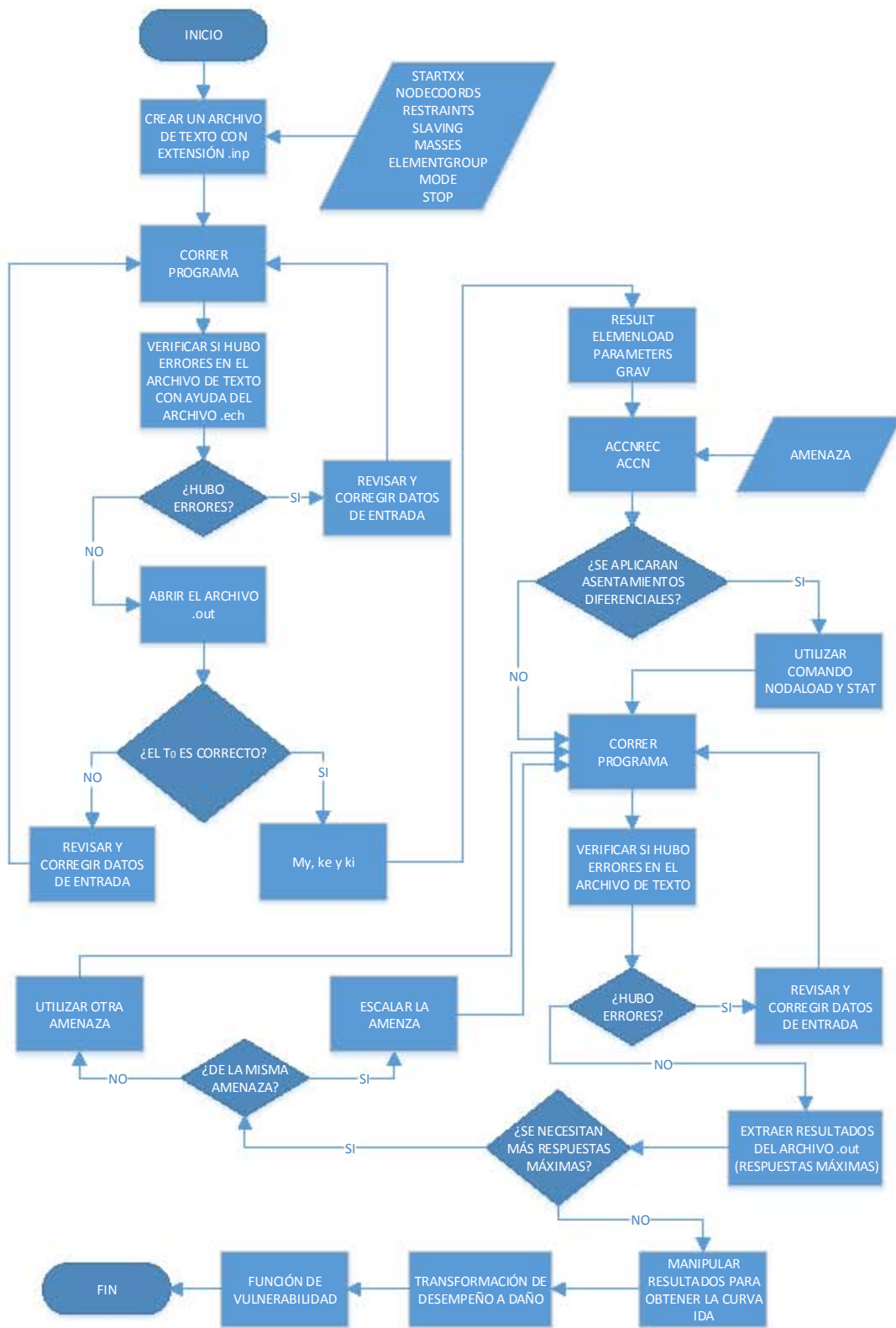


Fig. 3.4. Diagrama de flujo para el modelado.

En el diagrama de flujo se menciona una parte donde se tienen que obtener momentos de fluencia, pendientes elásticas e inelásticas con ayuda de curvas momento curvatura, esto se logrará con el empleo del programa CUMBIA, que es un conjunto de códigos realizados en Matlab que permite la obtención monótona de análisis de momento curvatura y respuesta de fuerzas desplazamiento en elementos de concreto reforzado de sección rectangular y circular, también puede llevarse a cabo un análisis de interacción de carga axial momento.

Los datos que requiere el programa son el peralte del elemento, su base, el número de barras en dirección X y Y, la distancia entre la fibra más alejada de concreto a la fibra más alejada del acero transversal más próxima, la longitud del elemento, el tipo de apoyo que existe en los extremos, si se comporta axialmente o biaxialmente, una matriz de composición del acero de refuerzo longitudinal, el diámetro del refuerzo transversal, la distancia del acero transversal, la carga axial aplicada, el confinamiento, las propiedades de los materiales como el esfuerzo de compresión del concreto, esfuerzo a tensión del acero transversal y longitudinal, el módulo de elasticidad del concreto y del acero.

Una vez llenando estos datos en el CUMBIA para cada característica de armado se corre el programa y se obtiene la curva momento curvatura, posteriormente se realiza una bilinealización de estos datos, en la fig. 3.5 se muestran las gráficas momento vs curvatura bilineales de las columnas inferiores de las estructuras.

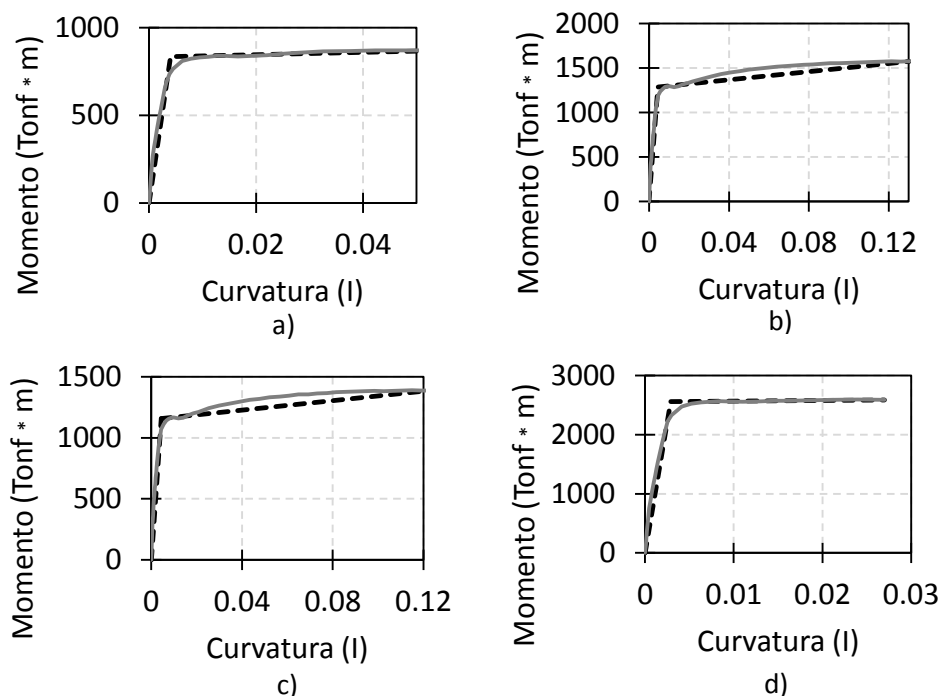


Fig. 3.5. Curvas Momento-Curvatura para columnas inferiores, a) 15 niveles, b) 17 niveles, c) 17 niveles y d) 25 niveles.

Para definir la amenaza tomaremos como base los registros sísmicos que emplearon Ruiz-García y Miranda (2002 y 2004), estos fueron registrados en sitios de suelo blando de la Ciudad de México, en la tabla 3.5 se muestran los 49 registros sísmicos usados, cabe señalar que los registros sísmicos empleados tomarán en cuenta las direcciones EW y NS, por lo que en total se tendrán 98 registros sísmicos a emplear.

Tabla 3.5. Registros sísmicos en sitios de suelo blando.

ID	Fecha del sismo	PGA (cm/s²) EW	PGA (cm/s²) NS	Nombre de la estación del acelerógrafo	Latitud (N)	Longitud (W)
1	19-09-85	165.162	103.296	SCT B-1	19.393	99.147
2	25-04-89	37.451	50.004	ALAMEDA	19.436	99.145
3	25-04-89	40.080	49.509	BALDERAS	19.425	99.148
4	25-04-89	49.949	31.128	CANDELARIA	19.426	99.118
5	25-04-89	33.865	44.949	C.U. JUAREZ	19.410	99.157
6	25-04-89	36.403	46.506	JAMAICA	19.405	99.125
7	25-04-89	44.844	45.070	LIVERPOOL	19.426	99.157
8	25-04-89	45.571	25.335	RODOLFO MENENDEZ	19.436	99.128
9	25-04-89	56.767	40.994	ROMA	19.405	99.166
10	25-04-89	33.211	37.743	SAN SIMON	19.375	99.148
11	25-04-89	31.539	46.724	TLATELOLCO	19.436	99.143
12	25-04-89	43.867	49.944	UNIDAD COLONIA IMSS	19.434	99.165
13	25-04-89	44.708	39.632	VALLE GOMEZ	19.454	99.123
14	25-04-89	41.301	56.130	VILLA DEL MAR	19.381	99.125
15	25-04-89	61.879	47.220	XOCHIPILLI	19.420	99.135
16	24-10-93	17.537	14.528	BUENOS AIRES	19.410	99.145
17	24-10-93	9.043	10.669	JAMAICA	19.405	99.125
18	24-10-93	3.837	6.887	ESTACION No.11, ROMA-B, Sup.	19.420	99.154
19	24-10-93	6.024	10.327	ESTACION No.12, ROMA-C, Sup.	19.419	99.155
20	24-10-93	10.353	10.163	SCT B-1	19.393	99.147
21	24-10-93	8.491	9.418	TLATELOLCO	19.436	99.143
22	24-10-93	15.889	11.524	UNIDAD COLONIA IMSS	19.434	99.165
23	24-10-93	12.442	13.336	VILLA DEL MAR	19.381	99.125
24	24-10-93	9.784	9.956	XOCHIPILLI	19.420	99.135
25	10-12-94	15.878	15.202	BUENOS AIRES	19.410	99.145
26	10-12-94	17.537	13.006	BALDERAS	19.425	99.148
27	10-12-94	14.005	12.691	CANDELARIA	19.426	99.118
28	10-12-94	17.502	18.268	CORDOBA	19.422	99.159
29	10-12-94	16.647	14.433	GARIBALDI	19.439	99.140
30	10-12-94	10.779	13.889	JAMAICA	19.405	99.125
31	10-12-94	12.543	13.534	ROMA	19.405	99.166
32	10-12-94	6.169	20.457	ESTACION No.10, ROMA-A, Sup.	19.420	99.155

Tabla 3.5. Registros sísmicos en sitios de suelo blando. (Continuación)

33	10-12-94	4.008	10.868	ESTACION No.11, ROMA-B, Sup.	19.420	99.154
34	10-12-94	15.106	11.477	SCT B-1	19.393	99.147
35	10-12-94	12.948	15.265	TLATELOLCO	19.450	99.134
36	10-12-94	15.570	10.718	TLATELOLCO	19.436	99.143
37	10-12-94	15.310	17.432	XOCHIPILLI	19.420	99.135
38	14-09-95	36.318	37.279	ALAMEDA	19.436	99.145
39	14-09-95	27.198	25.476	C.U. JUAREZ	19.410	99.157
40	14-09-95	45.339	40.152	CORDOBA	19.422	99.159
41	14-09-95	28.608	27.223	CUPJ	19.410	99.157
42	14-09-95	27.822	35.289	GARIBALDI	19.439	99.140
43	14-09-95	23.797	28.609	JAMAICA	19.405	99.125
44	14-09-95	30.578	33.312	PLUTARCO ELIAS CALLES	19.390	99.132
45	14-09-95	34.951	28.808	ROMA	19.405	99.166
46	14-09-95	11.588	24.029	ESTACION No.11, ROMA-B, Sup.	19.420	99.154
47	14-09-95	11.753	27.690	ESTACION No.12, ROMA-C, Sup.	19.419	99.155
48	14-09-95	25.219	29.825	TLATELOLCO	19.450	99.134
49	14-09-95	22.657	27.981	TLATELOLCO	19.436	99.143

Con respecto a los factores de escala la medida de intensidad que se manejara, serán las pseudoaceleraciones espectrales en términos de la gravedad, a continuación se mencionan todas las medidas de intensidades utilizadas, 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g, 0.7g, 0.8g, 0.9g, 1.0g, 1.1g, 1.2g, 1.3g, 1.4g y 1.5g, donde g representa la aceleración de gravedad en m/s^2 .

El valor de la intensidad espectral se obtiene del espectro de respuesta elástico del registro sísmico en cuestión, este tiene como variable en el eje de las abscisas al periodo en segundos y el eje de las ordenadas tiene como variable a la pseudoaceleración espectral en cm/s^2 , fig. 3.6, a).

Para obtener la intensidad espectral en términos de la pseudoaceleración espectral, debemos conocer el periodo fundamental de la estructura, una vez conocido este valor, entramos con él en el eje de las abscisas y donde toque al espectro de respuesta elástico, será ese el valor de la ordenada a usar. Este procedimiento se ejemplifica en la fig. 3.7, b).

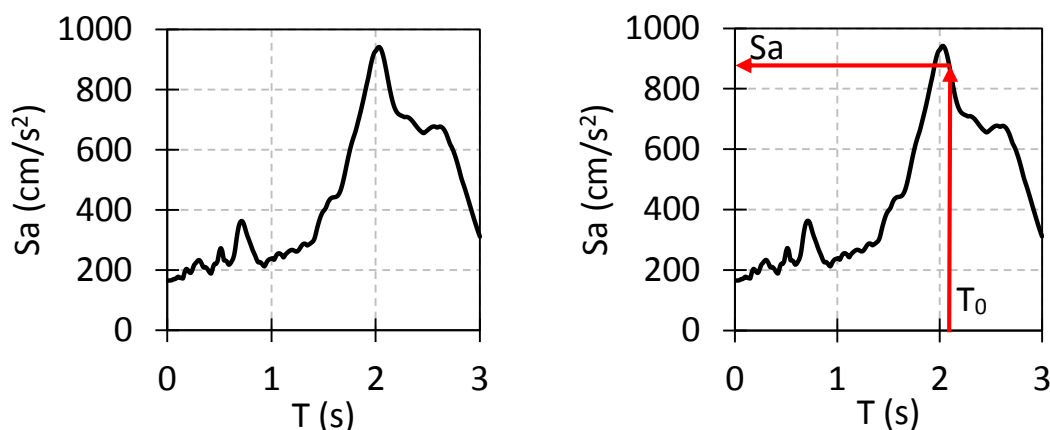


Fig. 2.5. a) Espectro de respuesta elástico del registro SCT-1985 EW, b) Obtención de la intensidad espectral.

A continuación se muestra en la tabla 3.6 el cálculo de los factores de escala con medidas de intensidades de 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g, 0.7g, 0.8g, 0.9g, 1.0g, 1.1g, 1.2g, 1.3g, 1.4g y 1.5g, correspondientes a un periodo fundamental de la estructura de 2.1 (s) correspondiente a la estructura de 17 niveles sin asentamiento diferencial y con el espectro de respuesta elástica de la SCT-1985 EW. Una vez obtenidos los factores de escala estos se aplican al registro sísmico empleado, Fig. 3.6, posteriormente se utiliza el registro sísmico escalado en el DRAIN-2DX para obtener la respuesta estructural debida a esa amenaza específica.

Tabla 3.6. Cálculo de los factores de escala.

Medida de intensidad (m/s ²)	Sa (cm/s ²)	FE (m/cm)
0.981	874.38	0.00112
1.962	874.38	0.00224
2.943	874.38	0.00337
3.924	874.38	0.00449
4.905	874.38	0.00561
5.886	874.38	0.00673
6.867	874.38	0.00785
7.848	874.38	0.00898
8.829	874.38	0.01010
9.81	874.38	0.01122
10.791	874.38	0.01234
11.772	874.38	0.01346
12.753	874.38	0.01459
13.734	874.38	0.01571
14.715	874.38	0.01683

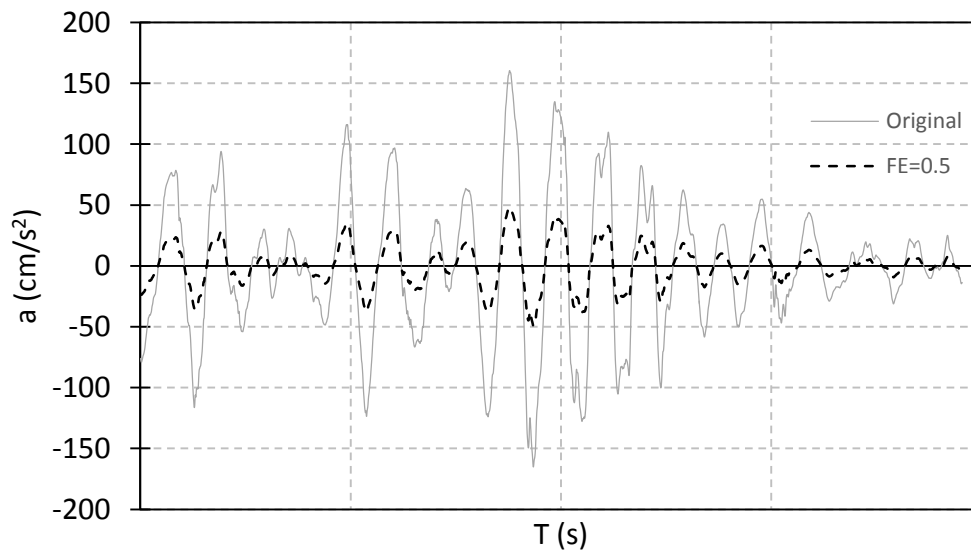


Fig. 3.6. Registro sísmico de la SCT-1985 EW y registro sísmico de la SCT- 1985 EW alterado por un factor de escala de 0.3.

Para modelar los asentamientos diferenciales se ocuparon los comandos NODALOAD y STAT del programa DRAIN-2DX, el primero sirve para definir el patrón de cargas, la dirección y los nodos donde será aplicado, el segundo sirve para realizar el análisis estático paso a paso, donde se especifica el patrón de carga a usar y se condiciona a que se tenga un desplazamiento controlado, en este se definirá la dirección del desplazamiento, los nodos donde se realizara el análisis, el incremento de desplazamiento por paso y el incremento de desplazamiento para el análisis.

Los asentamientos diferenciales del tipo variable para las estructuras de 15, 17 y 25 niveles serán establecidos conforme a Skempton y Macdonald (1956), tabla 3.7 y también se tomará en cuenta el anexo H del Eurocodigo 7 (2004), tabla 3.8, esto debido a que el RCDF-04 de la Ciudad de México solo establece valores límites máximos de servicio para hundimientos, inclinaciones y distorsiones angulares y no para cuando se empiezan a generar daños en la estructura y ya que deseamos conocer un valor en el cual se empiecen a producir daños no se tomara en cuenta, el RCDF-04 establece que el valor límite máximo de servicio de la distorsión angular debida a marcos de concreto es de 0.004.

Tabla 3.7. Distorsiones angulares de Skempton y Macdonald

Distorsión angular (δ/l)	Descripción
1/150	Generan daños estructurales.
1/300	Produce grietas y particiones en los muros.
1/500 - 1/1000	Valores para evitar daños.

Tabla 3.8. Rotación relativa del Eurocodigo 7

Rotación relativa (β)	Descripción
1/150	Define aproximadamente el estado límite último.
1/500	Es el valor máximo aceptado para varias estructuras.
1/300 - 1/2000	Valores para evitar el estado límite de servicio en estructuras con muros y marcos.

Por consiguiente, para evaluar esta condición, tomaremos un nivel de asentamiento diferencial que produzca una distorsión angular por debajo del valor 1/300, para que no produzca daños y además se considerara otro nivel de asentamiento diferencial que produzca una distorsión angular mayor a 1/150, para que produzca un daño, estos valores se muestran en la tabla 2.5.

Tabla 2.5. Valores considerados para la evaluación del asentamiento diferencial.

Marco	Longitud de la base, l, (cm)	Asentamiento diferencial, $\delta\rho$, (cm)	Distorsión angular (δ/l)
15 niveles	2100	10	1/210
	2100	21	1/100
17 niveles	2400	10	1/240
	2400	21	7/800
25 niveles	2100	10	1/210
	2100	21	1/100

A continuación se mostraran las curvas IDA's de los marcos de 15, 17 y 25 niveles que se obtuvieron de los análisis dinámicos incrementales no lineales de historia en el tiempo, cada curva en las gráficas representan un análisis dinámico incremental para un registro en específico.

3.3.1 Marco de 15 niveles

En la fig. 3.7, 3.8 y 3.9 se muestran las curvas IDA Sa vs Desplazamiento sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 3.10, 3.11 y 3.12 se muestran las curvas IDA Sa vs Cortante basal sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 3.13, 3.14 y 3.15 se muestran las curvas IDA Sa vs Distorsión sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 3.16, 3.17 y 3.18 se muestran las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

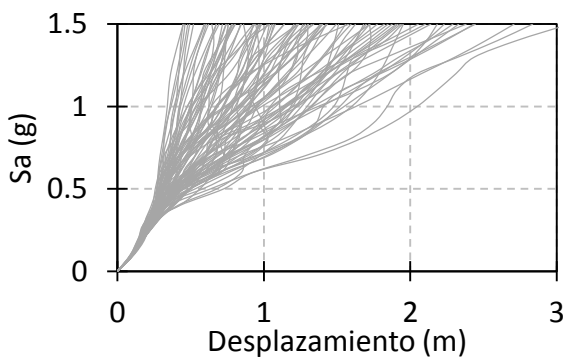


Fig. 3.7. Curvas IDA Sa vs Desplazamiento, sin asentamiento, para el marco de 15 niveles.

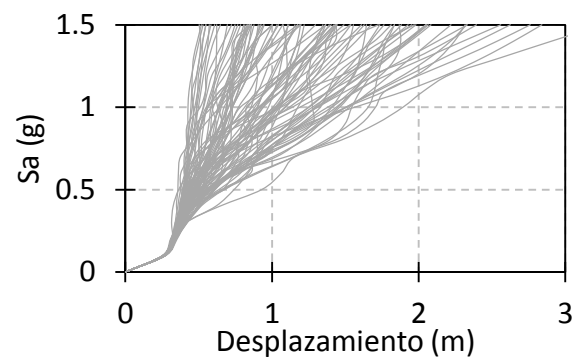


Fig. 3.8. Curvas IDA Sa vs Desplazamiento, con asentamiento de 10cm, para el marco de 15 niveles.

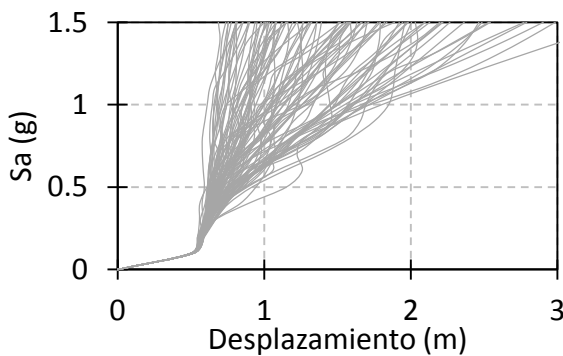


Fig. 3.9. Curvas IDA Sa vs Desplazamiento, con asentamiento de 21cm, para el marco, de 15 niveles.

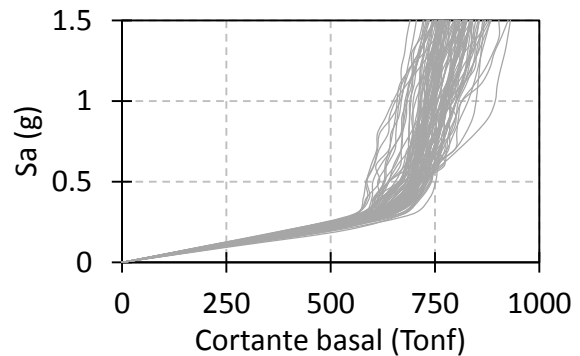


Fig. 3.10. Curvas IDA Sa vs Cortante basal, sin asentamiento, para el marco de 15 niveles.

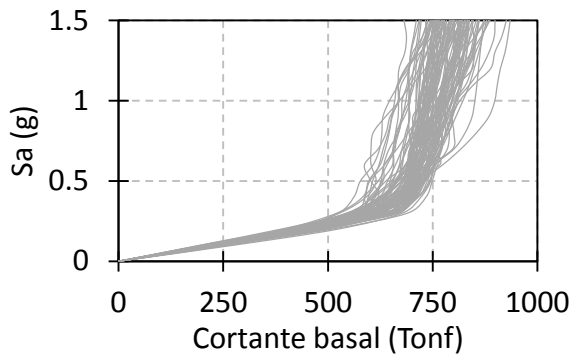


Fig. 3.11. Curvas IDA Sa vs Cortante basal con asentamiento de 10cm, para el marco de 15 niveles.

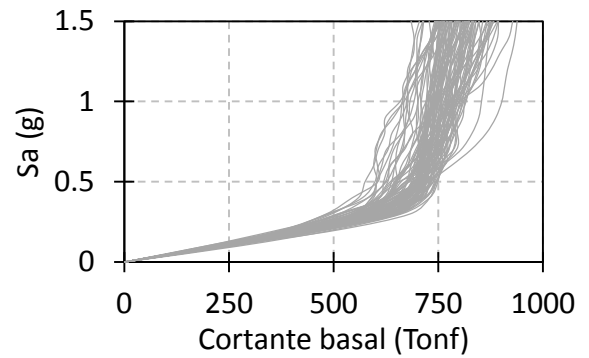


Fig. 3.12. Curvas IDA Sa vs Cortante basal con asentamiento de 21cm, para el marco de 15 niveles.

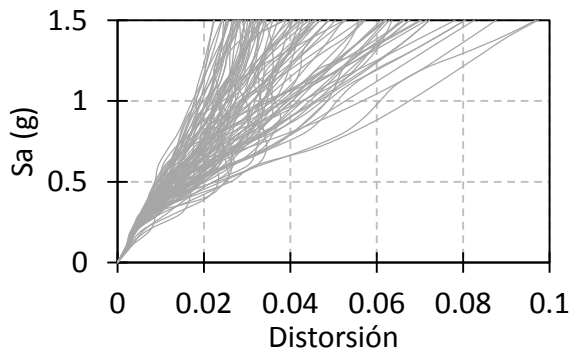


Fig. 3.13. Curvas IDA Sa vs Distorsión, sin asentamiento, para el marco de 15 niveles.

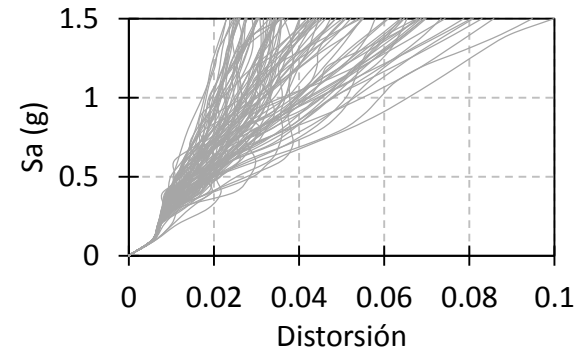


Fig. 3.14. Curvas IDA Sa vs Distorsión con asentamiento de 10cm, para el marco de 15 niveles.

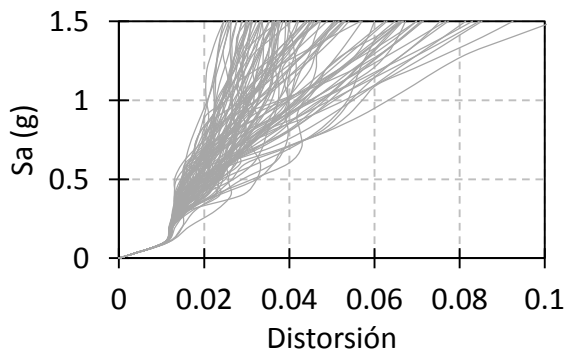


Fig. 3.15. Curvas IDA Sa vs Distorsión con asentamiento de 21cm, para el marco de 15 niveles.

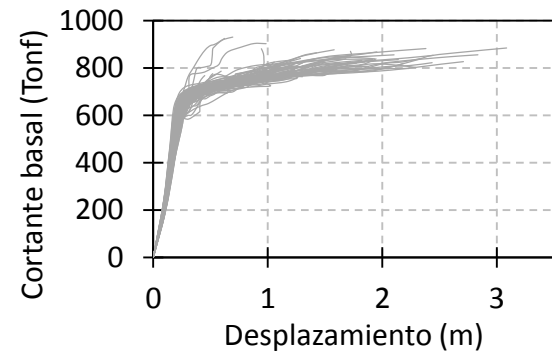


Fig. 3.16. Curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, sin asentamiento, para el marco de 15 niveles.

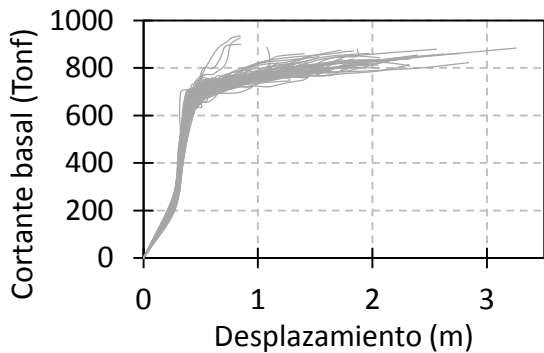


Fig. 3.17. Curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 15 niveles.

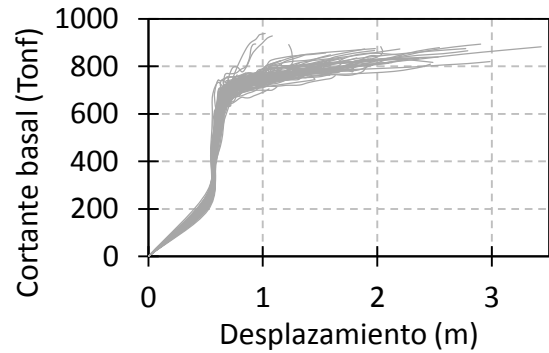


Fig. 3.18. Curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, con asentamiento de 21 cm, para el marco de 15 niveles.

3.3.2 Marco de 17 niveles

En la fig. 3.19, 3.20 y 3.21 se muestran las curvas IDA Sa vs Desplazamiento sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 3.22, 3.23 y 3.24 se muestran las curvas IDA Sa vs Cortante basal sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 3.25, 3.26 y 3.27 se muestran las curvas IDA Sa vs Distorsión sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 3.28, 2.29 y 3.30 se muestran las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

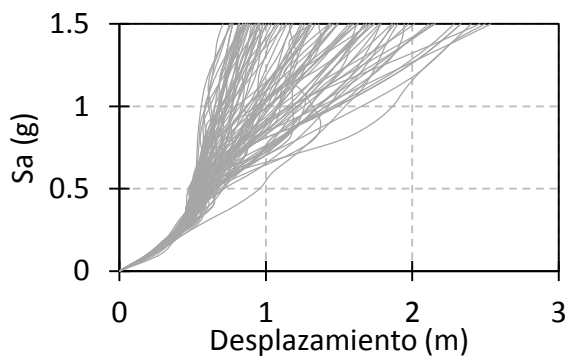


Fig. 3.19. Curvas IDA Sa vs Desplazamiento, sin asentamiento, para el marco de 17 niveles.

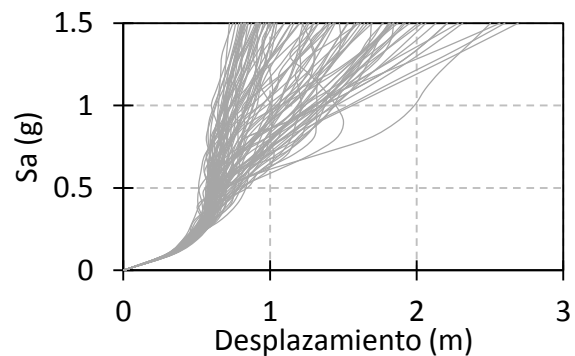


Fig. 3.20. Curvas IDA Sa vs Desplazamiento, con asentamiento de 10cm, para el marco de 17 niveles.

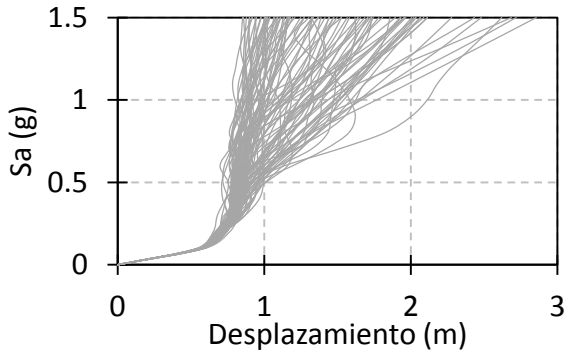


Fig. 3.21. Curvas IDA Sa vs Desplazamiento, con asentamiento de 21cm, para el marco de 17 niveles.

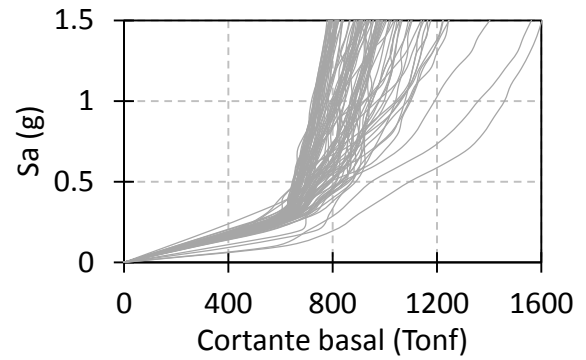


Fig. 3.22. Curvas IDA Sa vs Cortante basal, sin asentamiento, para el marco de 17 niveles.

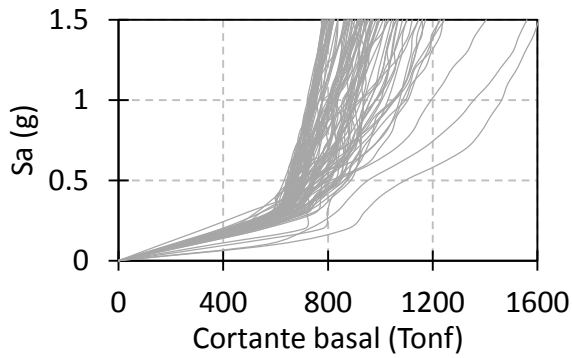


Fig. 3.23. Curvas IDA Sa vs Cortante basal con asentamiento de 10cm, para el marco de 17 niveles.

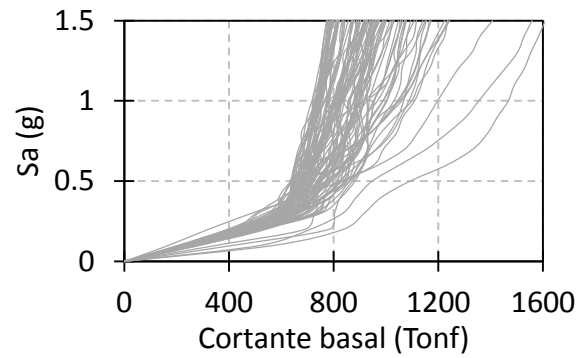


Fig. 3.24. Curvas IDA Sa vs Cortante basal con asentamiento de 21cm, para el marco de 17 niveles.

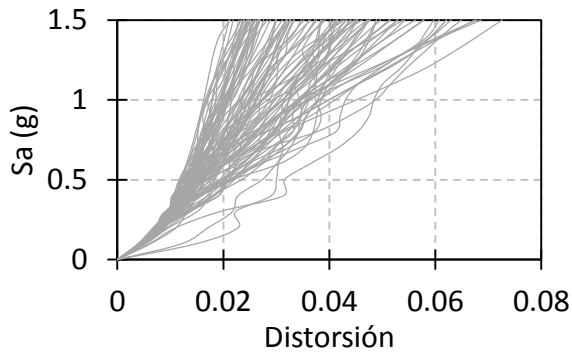


Fig. 3.25. Curvas IDA Sa vs Distorsión, sin asentamiento, para el marco de 17 niveles.

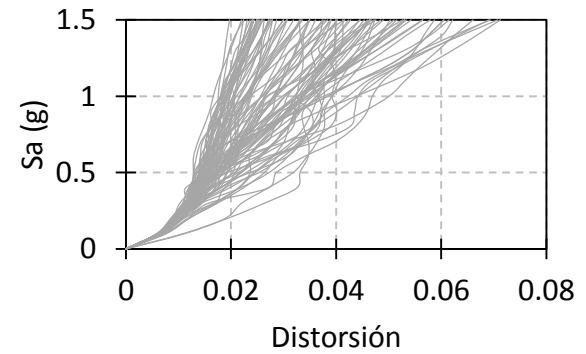


Fig. 3.26. Curvas IDA Sa vs Distorsión con asentamiento de 10cm, para el marco de 17 niveles.

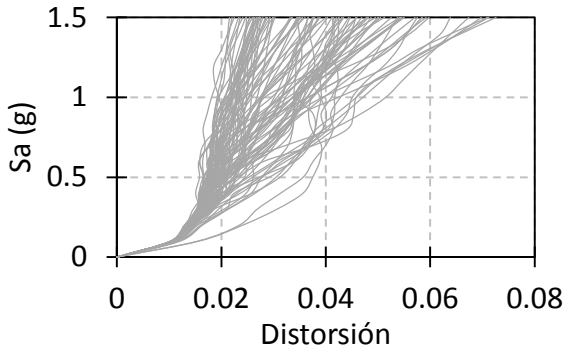


Fig. 3.27. Curvas IDA Sa vs Distorsión con asentamiento de 21cm, para el marco de 17 niveles.

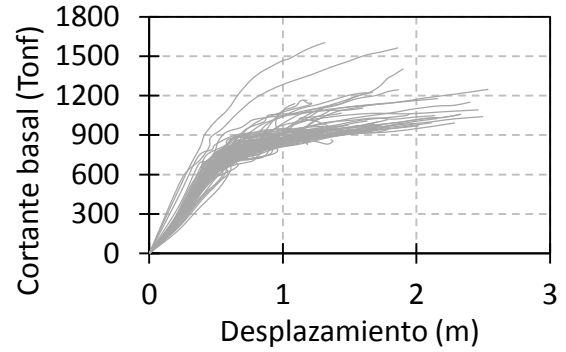


Fig. 3.28. Curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, sin asentamiento, para el marco de 17 niveles.

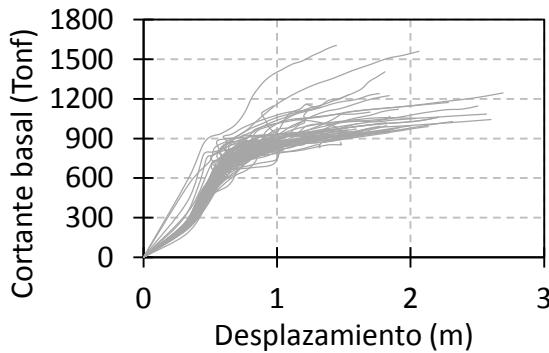


Fig. 3.29. Curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 17 niveles.

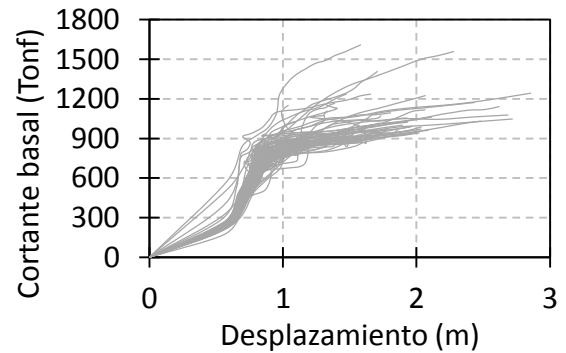


Fig. 3.30. Curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, con asentamiento de 21 cm, para el marco de 17 niveles.

3.3.3 Marco de 25 niveles

En la fig. 3.31, 3.32 y 3.33 se muestran las curvas IDA Sa vs Desplazamiento sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 3.34, 3.35 y 3.36 se muestran las curvas IDA Sa vs Cortante basal sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 3.37, 3.38 y 3.39 se muestran las curvas IDA Sa vs Distorsión sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 3.40, 3.41 y 3.42 se muestran las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

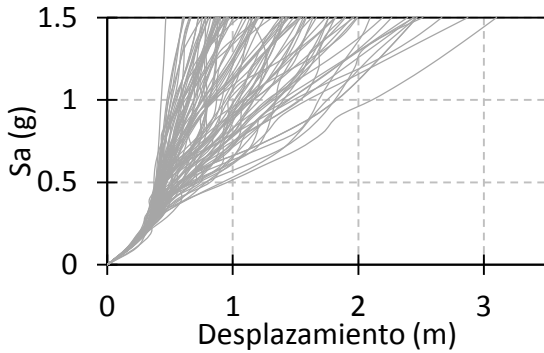


Fig. 3.31. Curvas IDA Sa vs Desplazamiento, sin asentamiento, para el marco de 25 niveles.

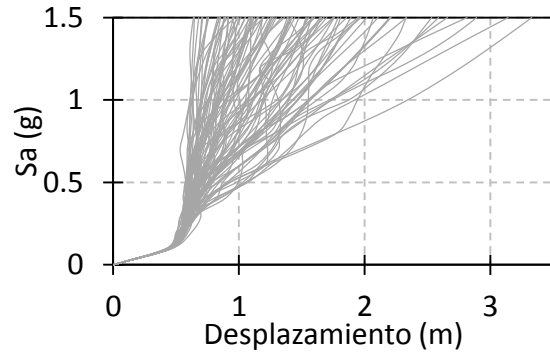


Fig. 3.32. Curvas IDA Sa vs Desplazamiento, con asentamiento de 10cm, para el marco de 25 niveles.

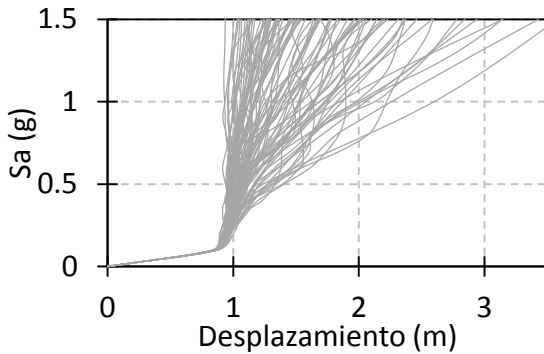


Fig. 3.33. Curvas IDA Sa vs Desplazamiento, con asentamiento de 21cm, para el marco de 25 niveles.

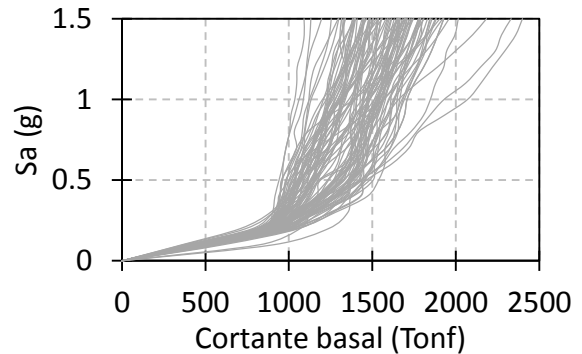


Fig. 3.34. Curvas IDA Sa vs Cortante basal, sin asentamiento, para el marco de 25 niveles.

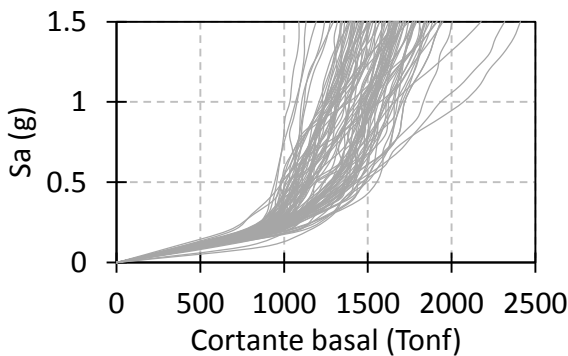


Fig. 3.35. Curvas IDA Sa vs Cortante basal con asentamiento de 10cm, para el marco de 25 niveles.

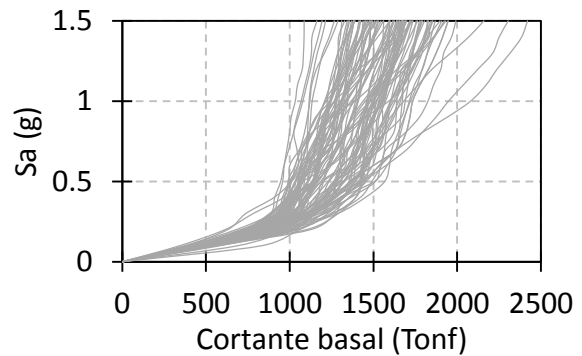


Fig. 3.36. Curvas IDA Sa vs Cortante basal con asentamiento de 21cm, para el marco de 25 niveles.

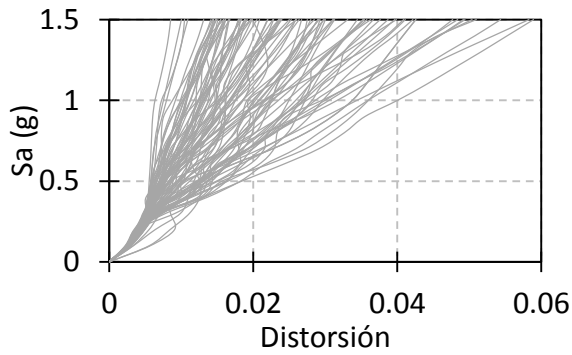


Fig. 3.37. Curvas IDA Sa vs Distorsión, sin asentamiento, para el marco de 25 niveles.

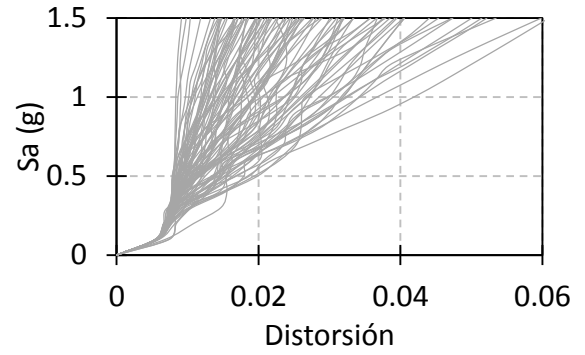


Fig. 3.38. Curvas IDA Sa vs Distorsión con asentamiento de 10cm, para el marco de 25 niveles.

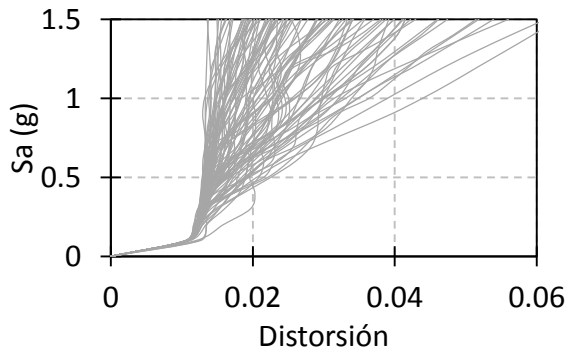


Fig. 3.39. Curvas IDA Sa vs Distorsión con asentamiento de 21cm, para el marco de 25 niveles.

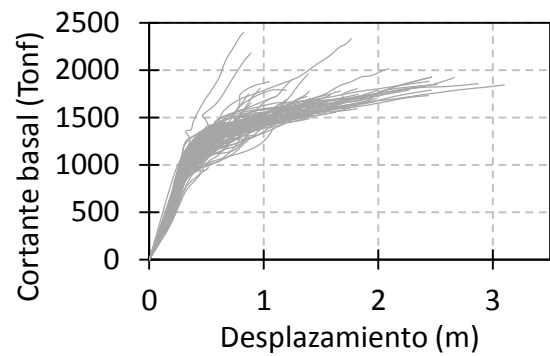


Fig. 3.40. Curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, sin asentamiento, para el marco de 25 niveles.

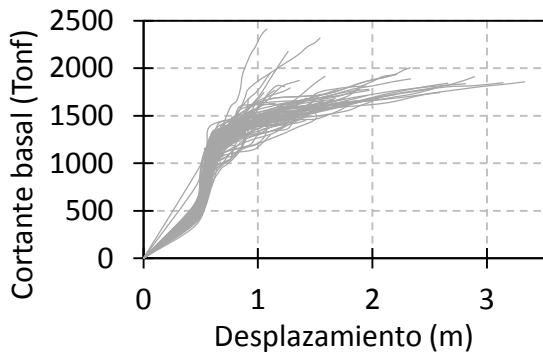


Fig. 3.41. Curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 25 niveles.

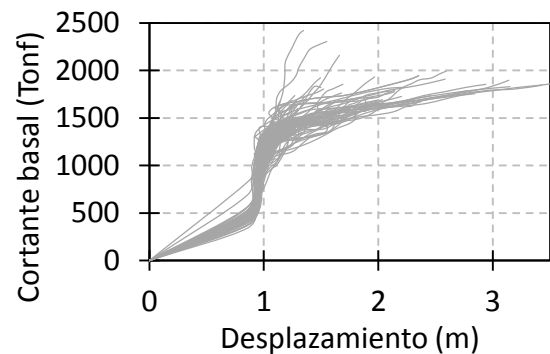


Fig. 3.42. Curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, con asentamiento de 21 cm, para el marco de 25 niveles.

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se muestran los resultados obtenidos del análisis estadístico aplicado a las curvas IDA, además de mencionar las funciones de daño que se obtuvieron para las estructuras de 15, 17 y 25 niveles sin presentar asentamiento y con sus respectivas condiciones de asentamiento y por último se presentan las curvas pertinentes para obtener las funciones de vulnerabilidad.

4.1 MEDIAS GEOMÉTRICAS DE CURVAS IDA

A continuación se muestran las medias geométricas de las curvas IDA's de los marcos de 15, 17 y 25 niveles que se obtuvieron de un análisis estadístico.

Estas curvas medias geométricas se obtuvieron para tener una posición central en el conjunto de datos y así se tenga un valor representativo, estas servirán como referencia para posteriores análisis y comparativas en las demás curvas similares, además de observar la dispersión que existen en los datos.

4.1.1 Marco de 15 niveles

En la fig. 4.1, 4.2 y 4.3 se muestran las medias geométricas de las curvas Desplazamiento vs Sa sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.4, 4.5 y 4.6 se muestran las medias geométricas de las curvas IDA Cortante basal vs Sa sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.7, 4.8 y 4.9 se muestran las medias geométricas de las curvas IDA Distorsión vs Sa sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.10, 4.11 y 4.12 se muestran las medias geométricas de las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

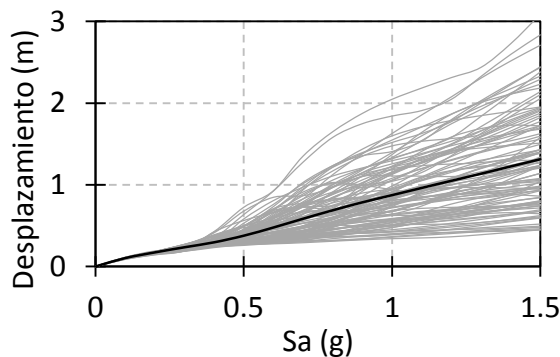


Fig. 4.1. Media geométrica de la curvas IDA Desplazamiento vs Sa, sin asentamiento, para el marco de 15 niveles.

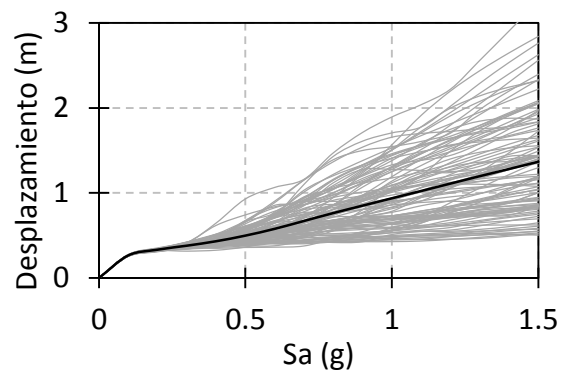


Fig. 4.2. Media geométrica de la curvas IDA Desplazamiento vs Sa, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 15 niveles.

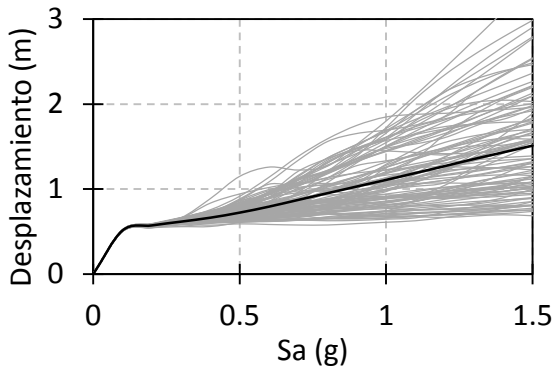


Fig. 4.3. Media geométrica de las curvas IDA Desplazamiento vs Sa, con asentamiento de 21cm, para el marco de 15 niveles.

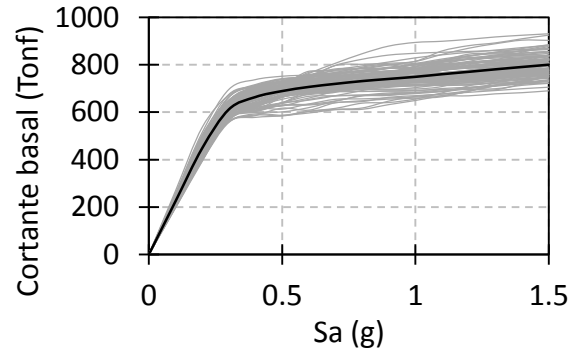


Fig. 4.4. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Sa, sin asentamiento, para el marco de 15 niveles.

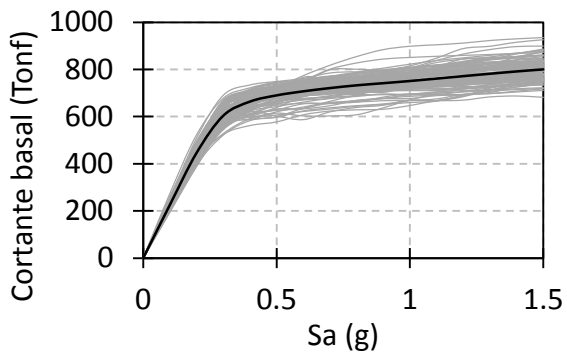


Fig. 4.5. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Sa, con asentamiento de 10cm, para el marco de 15 niveles.

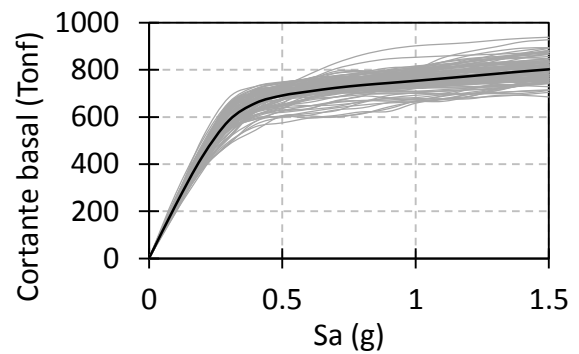


Fig. 4.6. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Sa, con asentamiento de 21cm, para el marco de 15 niveles.

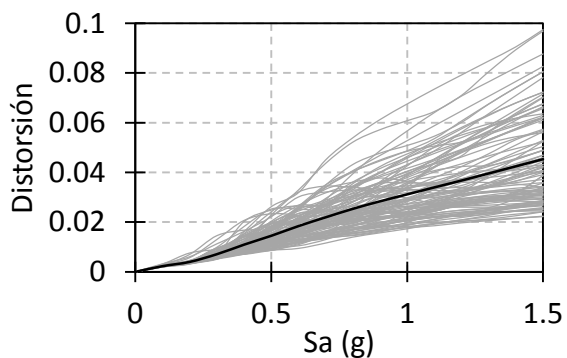


Fig. 4.7. Media geométrica de las curvas IDA Distorsión vs Sa, sin asentamiento, para el marco de 15 niveles.

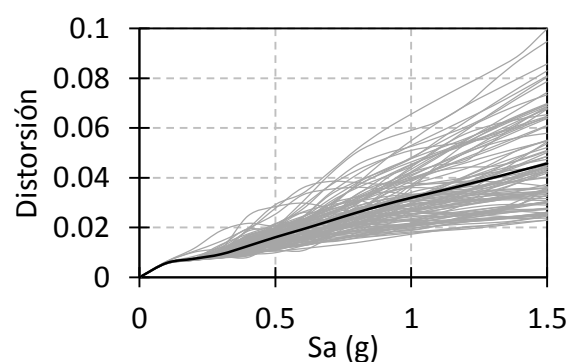


Fig. 4.8. Media geométrica de las curvas IDA Distorsión vs Sa, con asentamiento de 10cm, para el marco de 15 niveles.

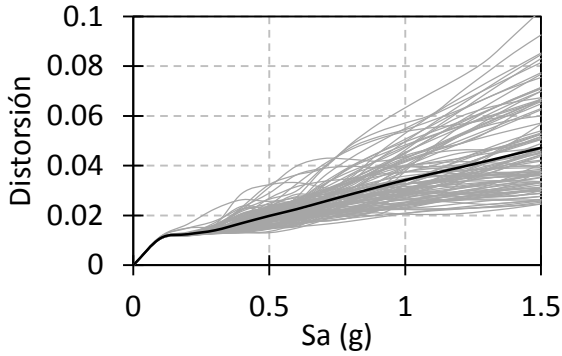


Fig. 4.9. Media geométrica de las curvas IDA Distorsión vs S_a , con asentamiento de 21cm, para el marco de 15 niveles.

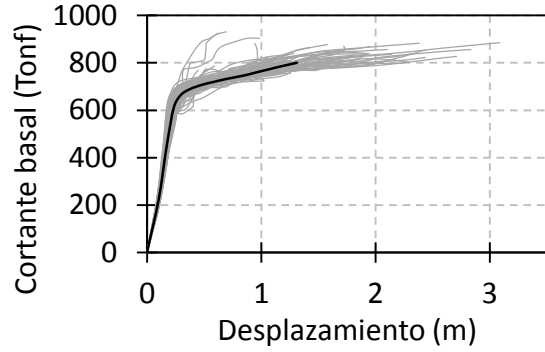


Fig. 4.10. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, sin asentamiento, para el marco de 15 niveles.

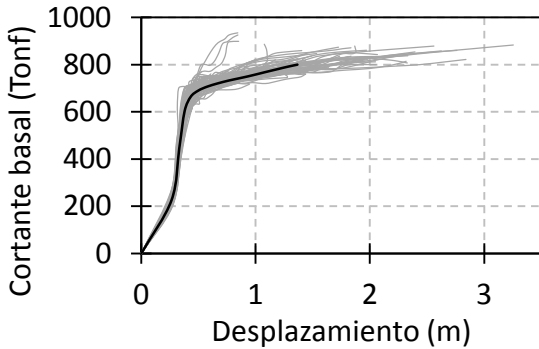


Fig. 4.11. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 15 niveles.

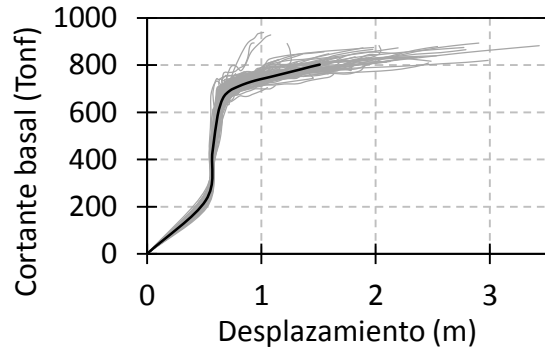


Fig. 4.12. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, con asentamiento de 21 cm, para el marco de 15 niveles.

Se observa claramente que cada gráfica presenta una mayor dispersión en los datos conforme se va incrementando la intensidad sísmica.

En la fig. 4.2 y 4.3 presentan una primera rama que se interpreta como el resultado debido a la aplicación del asentamiento diferencial en la estructura y es notable en la fig. 4.1 que esta primera rama no se presenta.

A pesar de que se somete a la estructura a diferentes niveles de asentamiento diferencial variable, se observa en la fig. 4.4, 4.5 y 4.6 que no presentan grandes cambios.

La aparición de la primera rama debido a los asentamientos diferenciales aplicados también es notable en la fig. 4.8 y 4.9 correspondientes a la distorsión y también en la fig. 4.11 y 4.12 correspondientes a la curva de la capacidad dinámica, este último tipo de curvas presentan tres ramas diferentes, donde las primeras dos pertenecen al estado elástico y la última al rango inelástico, la primer rama del estado elástico es debido al asentamiento diferencial que se produce y se observa cómo es su desplazamiento es mayor conforme aumenta el asentamiento diferencial.

4.1.2 Marco de 17 niveles

En la fig. 4.13, 4.14 y 4.15 se muestran las medias geométricas de las curvas IDA Desplazamiento vs Sa sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.16, 4.17 y 4.18 se muestran las medias geométricas de las curvas IDA Cortante basal vs Sa sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.19, 4.20 y 4.21 se muestran las medias geométricas de las curvas IDA Distorsión vs Sa sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.22, 4.23 y 4.24 se muestran las medias geométricas de las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

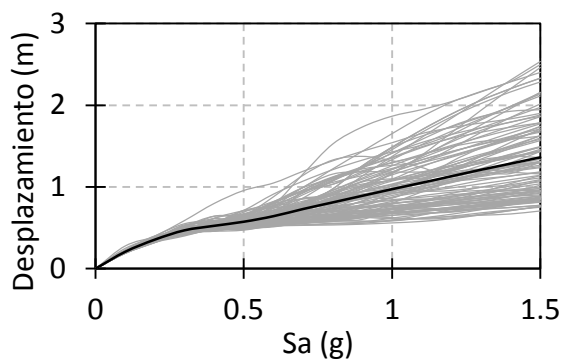


Fig. 4.13. Media geométrica de las curvas IDA Desplazamiento vs Sa, sin asentamiento, para el marco de 17 niveles.

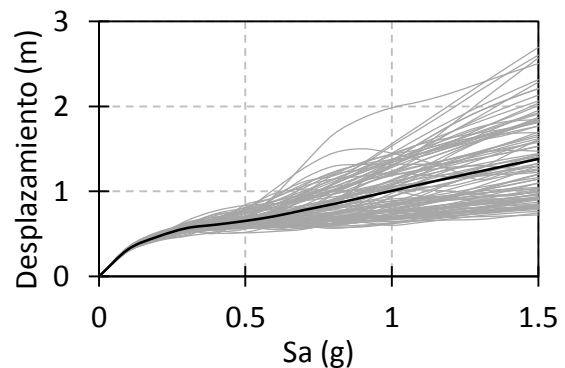


Fig. 4.14. Media geométrica de las curvas IDA Desplazamiento vs Sa, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 17 niveles.

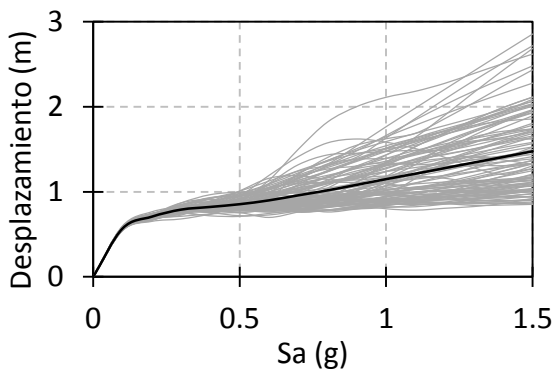


Fig. 4.15. Media geométrica de las curvas IDA Desplazamiento vs Sa, con asentamiento de 21cm, para el marco de 17 niveles.

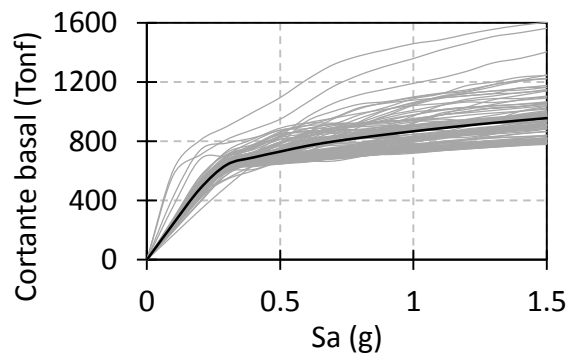


Fig. 4.16. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Sa, sin asentamiento, para el marco de 17 niveles.

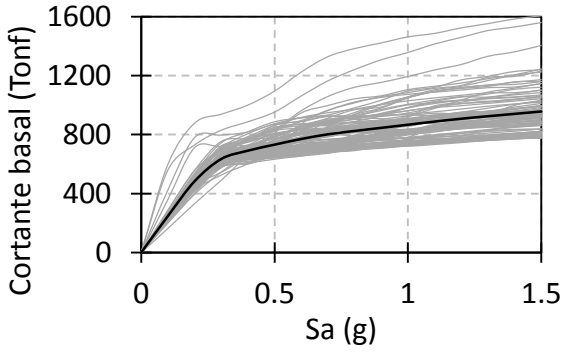


Fig. 4.17. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Sa, con asentamiento de 10cm, para el marco de 17 niveles.

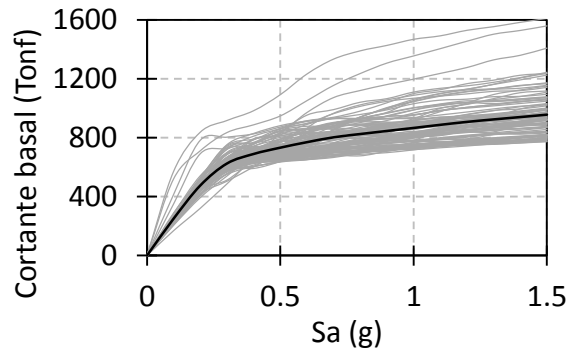


Fig. 4.18. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Sa, con asentamiento de 21cm, para el marco de 17 niveles.

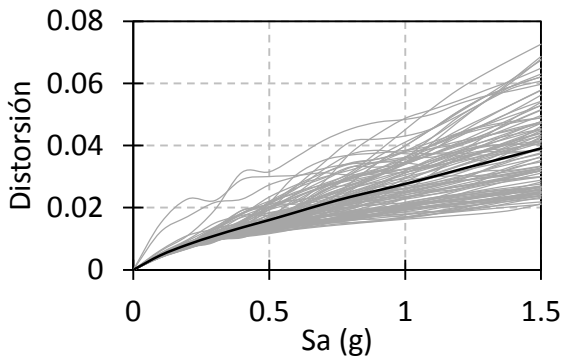


Fig. 4.19. Media geométrica de las curvas IDA Distorsión vs Sa, sin asentamiento, para el marco de 17 niveles.

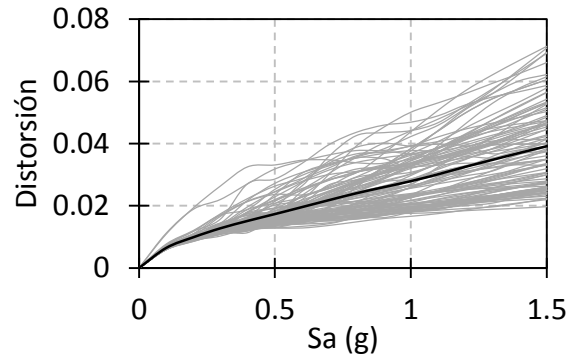


Fig. 4.20. Media geométrica de las curvas IDA Distorsión vs Sa, con asentamiento de 10cm, para el marco de 17 niveles.

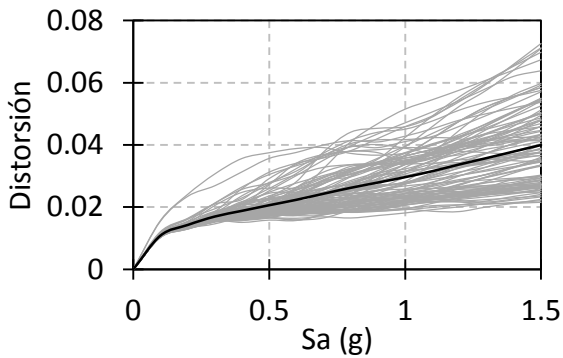


Fig. 4.21. Media geométrica de las curvas IDA Distorsión vs Sa, con asentamiento de 21cm, para el marco de 17 niveles.

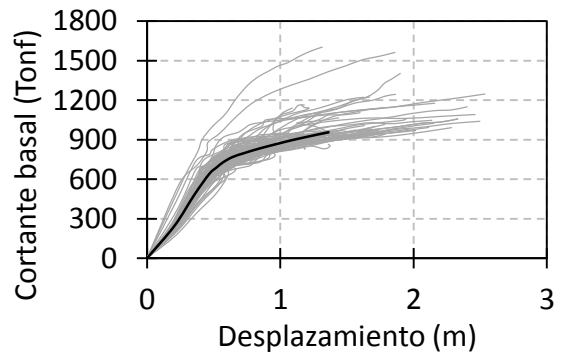


Fig. 4.22. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, sin asentamiento, para el marco de 17 niveles.

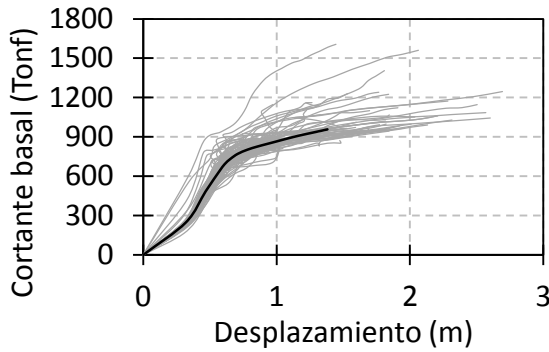


Fig. 4.23. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 17 niveles.

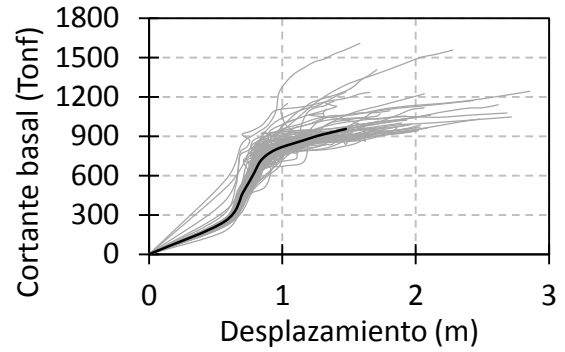


Fig. 4.24. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, con asentamiento de 21 cm, para el marco de 17 niveles.

Las curvas presentadas anteriormente también siguen la misma tendencia de presentar una mayor dispersión en los datos conforme se va incrementando la intensidad sísmica.

La aparición de la primera rama debido a los asentamientos diferenciales aplicados es visible en la figura 4.14 y 4.15, correspondientes al desplazamiento, en la fig. 4.20 y 4.21 correspondientes a la distorsión y por último en la fig. 4.23 y 4.24 correspondientes a la curva de la capacidad dinámica, donde este último presenta tres ramas diferentes como el caso de la estructura de 15 niveles.

Así mismo se observa como las curvas correspondientes a los modelos que no se les asignaron asentamientos diferenciales, no presentan la primera rama como lo observado en la fig. 4.13, 4.19 y 4.22.

A pesar de que se somete a la estructura de 17 niveles a diferentes niveles de asentamiento diferencial variable, se observa en la fig. 4.16, 4.17 y 4.18 que no presentan grandes cambios en los valores de las curvas medias geométricas cortante basal vs S_a .

4.1.3 Marco de 25 niveles

En la fig. 4.25, 4.26 y 4.27 se muestran las medias geométricas de las curvas IDA Desplazamiento vs Sa sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.28, 4.29 y 4.30 se muestran las medias geométricas de las curvas IDA Cortante basal vs Sa sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.31, 4.32 y 4.33 se muestran las medias geométricas de las curvas IDA Distorsión vs Sa sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.34, 4.35 y 4.36 se muestran las medias geométricas de las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

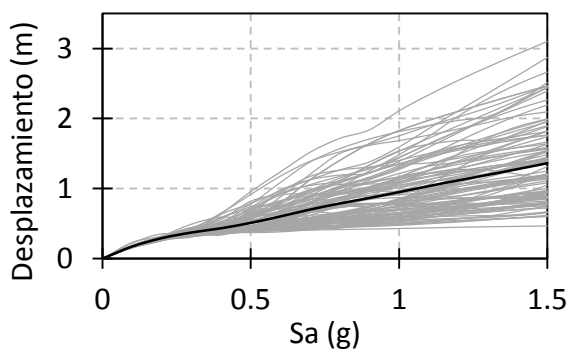


Fig. 4.25. Media geométrica de las curvas IDA Desplazamiento vs Sa, sin asentamiento, para el marco de 25 niveles.

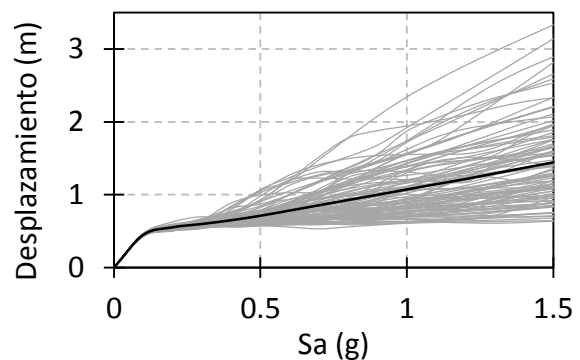


Fig. 4.26. Media geométrica de las curvas IDA Desplazamiento vs Sa, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 25 niveles.

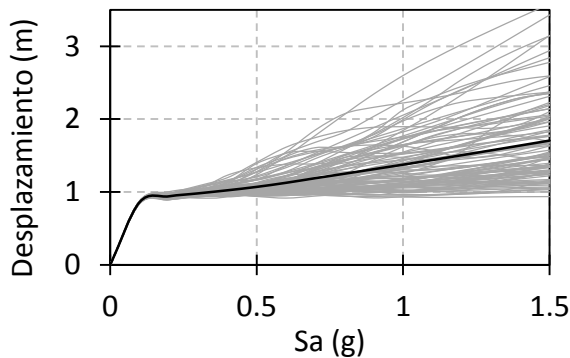


Fig. 4.27. Media geométrica de las curvas IDA Desplazamiento vs Sa, con asentamiento de 21cm, para el marco de 25 niveles.

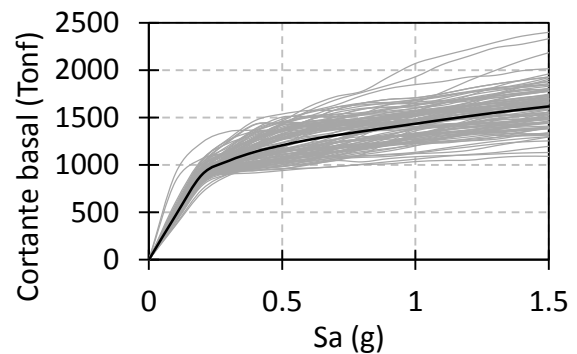


Fig. 4.28. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Sa, sin asentamiento, para el marco de 25 niveles.

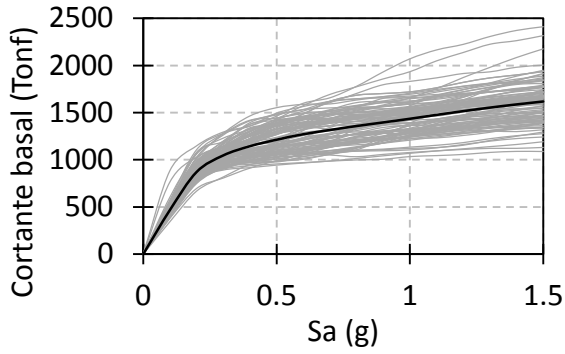


Fig. 4.29. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Sa, con asentamiento de 10cm, para el marco de 25 niveles.

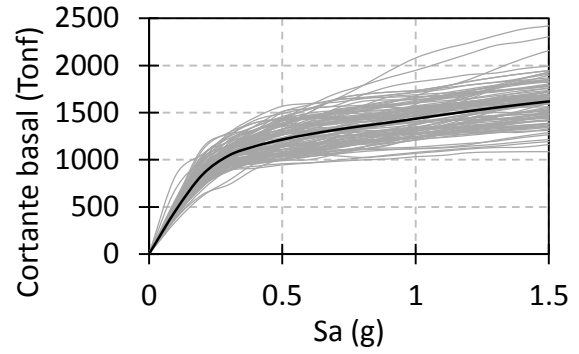


Fig. 4.30. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Sa, con asentamiento de 21cm, para el marco de 25 niveles.

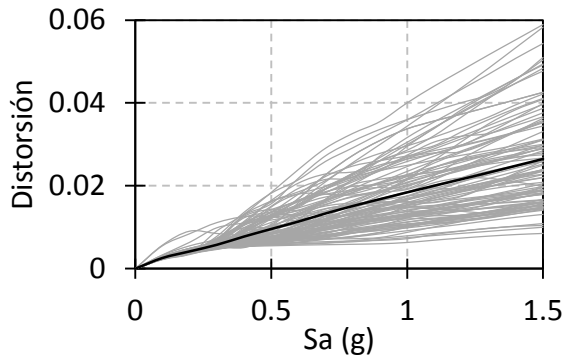


Fig. 4.31. Media geométrica de las curvas IDA Distorsión vs Sa, sin asentamiento, para el marco de 25 niveles.

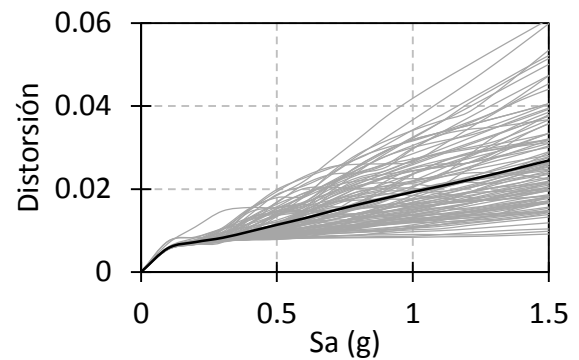


Fig. 4.32. Media geométrica de las curvas IDA Distorsión vs Sa, con asentamiento de 10cm, para el marco de 25 niveles.

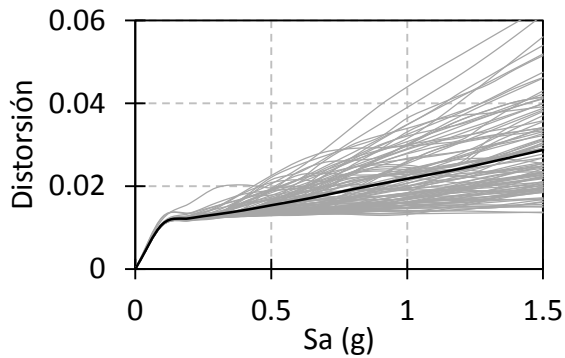


Fig. 4.33. Media geométrica de las curvas IDA Distorsión vs Sa, con asentamiento de 21cm, para el marco de 25 niveles.

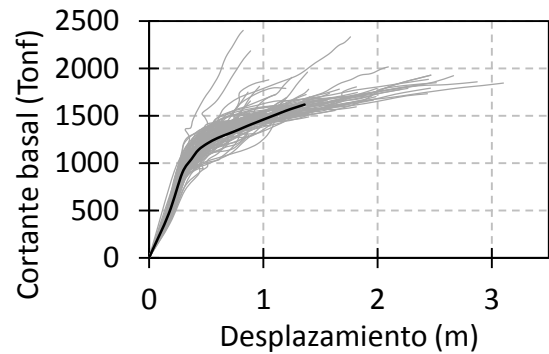


Fig. 4.34. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, sin asentamiento, para el marco de 25 niveles.

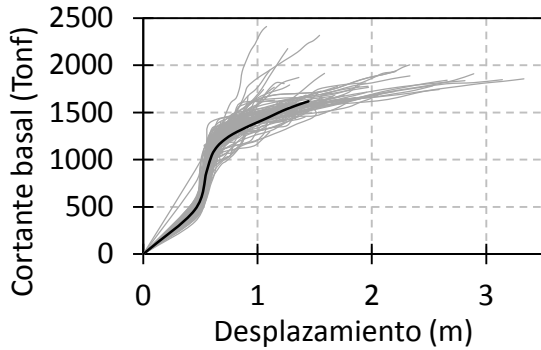


Fig. 4.35. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 25 niveles.

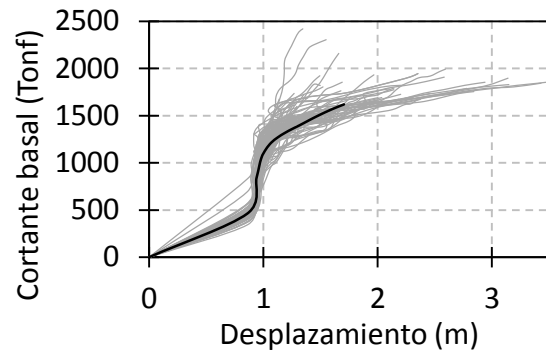


Fig. 4.36. Media geométrica de las curvas IDA Cortante basal vs Desplazamiento, con asentamiento de 21 cm, para el marco de 25 niveles.

El comportamiento que tienen las curvas es similares al comportamiento presentado en las curvas para las estructuras de 15 y 17 niveles.

Por otro lado si analizamos la fig. 4.3, 4.15 y 4.27 que corresponden a las medias geométricas de las curvas IDA Desplazamiento vs Sa con asentamiento de 21 cm correspondientes a las estructuras de 15, 17y 25 niveles, observamos que conforme la estructura va adquiriendo mayor altura tiene mayor desplazamiento ante la misma condición de asentamiento diferencial variable.

Por otra parte, en las medias geométricas de las curvas IDA Cortante basal vs Sa, se nota como el punto de quiebre va incrementando conforme la estructura va adquiriendo una mayor altura, esto es debido a que conforme una estructura va adquiriendo una mayor altura, requiere una mayor resistencia en sus elementos al cortante basal.

Por lo que se refiera a las curvas de capacidad dinámica, adquieren el comportamiento de que los puntos de quiebre tienen un mayor desplazamiento conforme la altura de la estructura aumenta, además de adquirir un mayor valor en el cortante basal.

4.2 FUNCIONES DE DAÑO

Para transformar el desempeño a daño, se pueden aplicar índices de daño a la curva media IDA Distorsión vs Sa, estos relacionan las demandas experimentadas en una estructura con características definidas, con el nivel de deterioro que deja la acción, donde el valor de 0 representa un daño nulo y el valor de uno representa el colapso. Existen varios autores que consideran distintos parámetros para calcular los índices de daño, en esta tesis utilizaremos los propuestos por Teran y Jirsa (2005), debido a que caracterizan el comportamiento estructural utilizando el desplazamiento máximo y las demandas acumuladas de deformación plástica, donde este último parámetro es muy importante cuando se estudian estructuras localizadas en suelos blandos, además de que sus parámetros están calibrados para la zona del lago de la Ciudad de México.

Los índices de daño de Teran y Jirsa (2005) se calcularon en base a la teoría lineal del daño acumulado, obteniendo como resultado la ecuación 4.1.

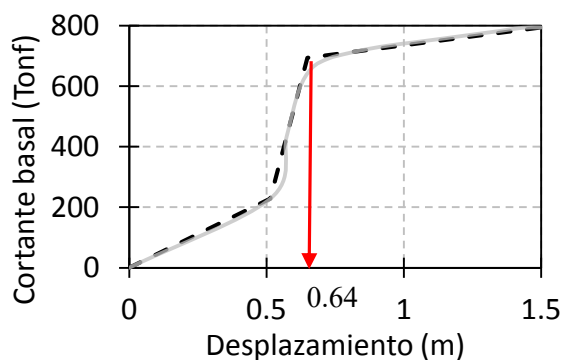
$$ID_{TJ} = \frac{NE_{H\mu} (2 - b)}{\mu_{uc} - 1} \quad (4.1)$$

Donde:

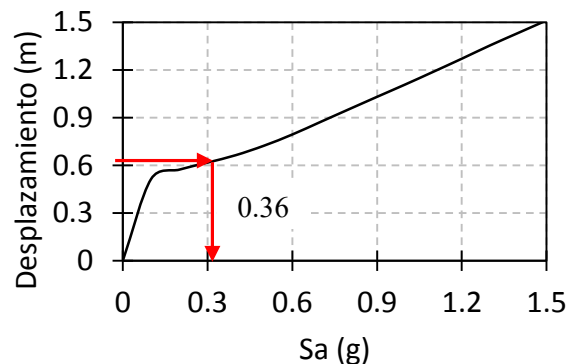
$NE_{H\mu}$: Cuantifica la gravedad del movimiento del suelo.

b y μ_{uc} : Son las capacidades ultimas de deformaciones acumulativas de la estructura.

En esta tesis se usan las fórmulas de Green para obtener 11000 sismos sintéticos y así calcular 11000 índices de daño diferentes, posteriormente se obtuvieron funciones de daño al procesar los datos obtenidos, empleando regresiones no lineales, donde los parámetros claves para calcular los índices de daño fue el periodo fundamental de la estructura, la altura total del edificio y la resistencia normalizada con respecto a la masa, este último valor se obtuvo de la siguiente manera: se usó el valor de la abscisa de la media geométrica de la curva de capacidad dinámica con bilinealización, en el punto donde se pasa del estado elástico al estado inelástico (fig. 4.37, a), para entrar a la media geométrica de la curva IDA desplazamiento vs Sa (fig. 4.37, b) y el valor obtenido en la Sa se multiplico por 981 cm/s^2 .



a) Media geométrica de la curva de capacidad dinámica, con asentamiento de 21 cm, para el marco de 15 niveles.



a) Media geométrica de la curva IDA Desplazamiento vs Sa, con asentamiento de 21 cm, para el marco de 15 niveles.

Fig. 4.37. Obtención de la resistencia normaliza con respecto a la masa.

4.2.1 Marco de 15 niveles

En la fig. 4.38, 4.39 y 4.40 se muestran 11000 puntos que representan los índices de daño obtenidos con la metodología de Teran y Jirsa (2005), además se presenta una regresión no lineal para el caso de la estructura de 15 niveles sin asentamiento y con asentamientos de 10 y 21 cm, vale la pena decir que la regresión no lineal se usa para conocer una función que la describa, a fin de ser ocupada en la transformación del desempeño estructural a daño y así pueda obtenerse el daño esperado dada una intensidad.

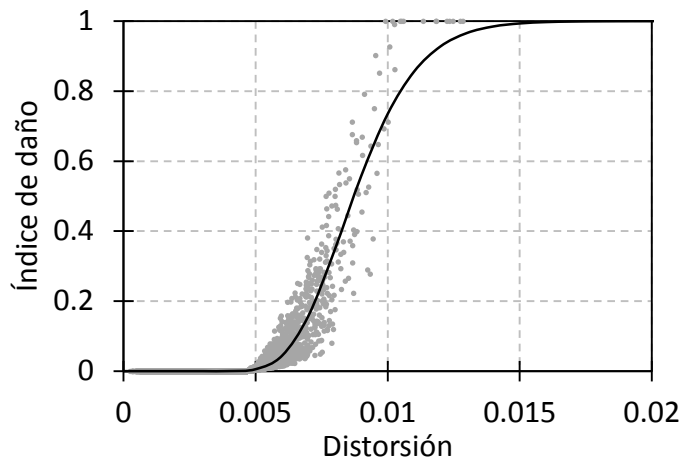


Fig. 4.38. Índices de daño y regresión no lineal para la obtención de la función de daño en la estructura de 15 niveles sin asentamiento; $T_0=1.5$ s, $H_T=5280$ cm y $R/m=430$ cm/s².

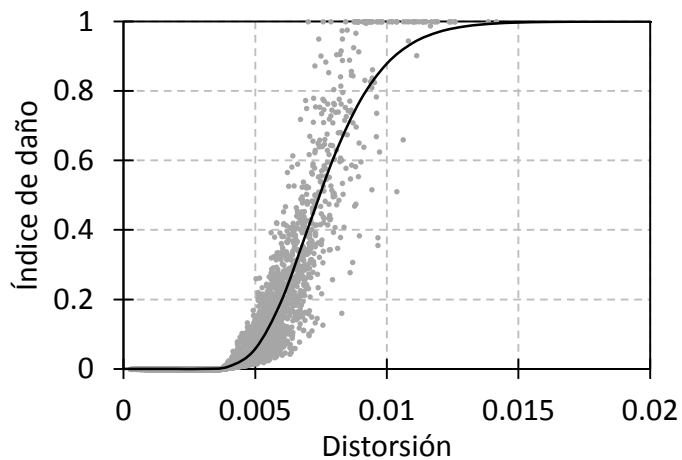


Fig. 4.39. Índices de daño y regresión no lineal para la obtención de la función de daño en la estructura de 15 niveles con asentamiento de 10 cm; $T_0=1.5$ s, $H_T=5280$ cm y $R/m=340$ cm/s².

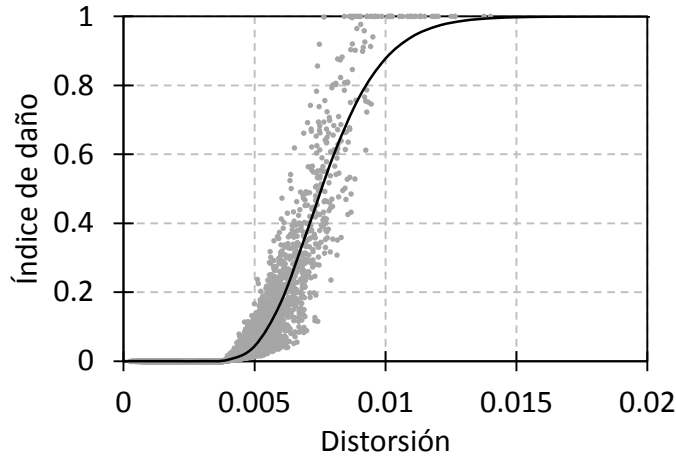


Fig. 4.40. Índices de daño y regresión no lineal para la obtención de la función de daño en la estructura de 15 niveles con asentamiento de 21 cm; $T_0=1.5$ s, $H_T=5280$ cm y $R/m=350$ cm/s².

Por otra parte, los índices de daño en la fig. 4.38 con respecto a la fig. 4.39 y 4.40 se nota que la dispersión de los datos es muy distinto, esto debido a que tienen una distinta resistencia normalizada, con respecto a la fig. 4.39 y 4.40 que son muy similares, es debido a que la diferencia de la resistencia normalizada no es muy grande, por otra parte observamos que a pesar de que se consideró un asentamiento de 21 cm que sobrepasa a la distorsión angular donde se presentan daños estructurales, no exhibe grandes diferencias en los índices de daño con respecto a los resultados que se obtienen cuando se presenta un asentamiento de 10 cm.

Las funciones de daño se obtuvieron con base a una regresión logarítmica normal, ec. 4.2, donde la variable erfc es la función error complementaria y donde μ y σ son parámetros para definir la regresión no lineal que dependen de la distribución de datos.

$$ID_{TJ} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(-\frac{\ln(x) - \mu}{\sigma\sqrt{2}}\right) \quad (4.2)$$

Las funciones de daño para las figuras 4.38, 4.39 y 4.40 son respectivamente las ec. 4.3, 4.4 y 4.5.

$$ID_{TJ} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(-\frac{\ln(x) - 4.742318}{0.21903\sqrt{2}}\right) \quad (4.3)$$

$$ID_{TJ} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(-\frac{\ln(x) - 4.900391}{0.252614\sqrt{2}}\right) \quad (4.4)$$

$$ID_{TJ} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(-\frac{\ln(x) - 4.88571}{0.241087\sqrt{2}}\right) \quad (4.5)$$

4.2.2 Marco de 17 niveles

En la fig. 4.41, 4.42 y 4.43 se muestran 11000 puntos que representan los índices de daño obtenidos con la metodología de Teran y Jirsa (2005), además se presenta una regresión no lineal para el caso de la estructura de 17 niveles sin asentamiento y con asentamientos de 10 y 21 cm, vale la pena decir que la regresión no lineal se usa para conocer una función que la describa, a fin de ser ocupada en la transformación del desempeño estructural a daño y así pueda obtenerse el daño esperado dada una intensidad.

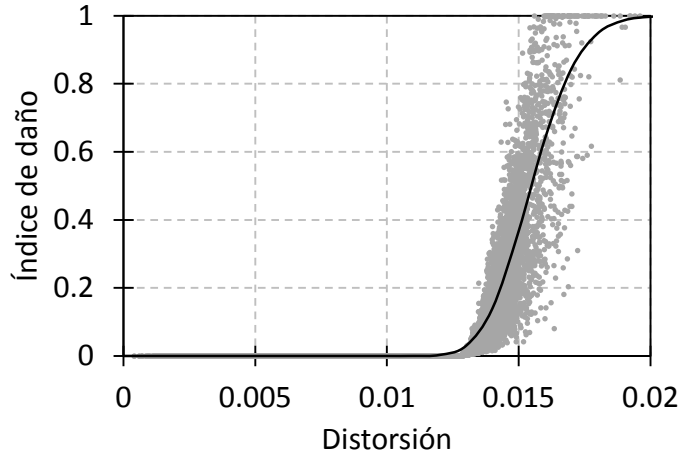


Fig. 4.41. Índices de daño y regresión no lineal para la obtención de la función de daño en la estructura de 17 niveles sin asentamiento; $T_0=2.1$ s, $H_T=6050$ cm y $R/m=690$ cm/s².

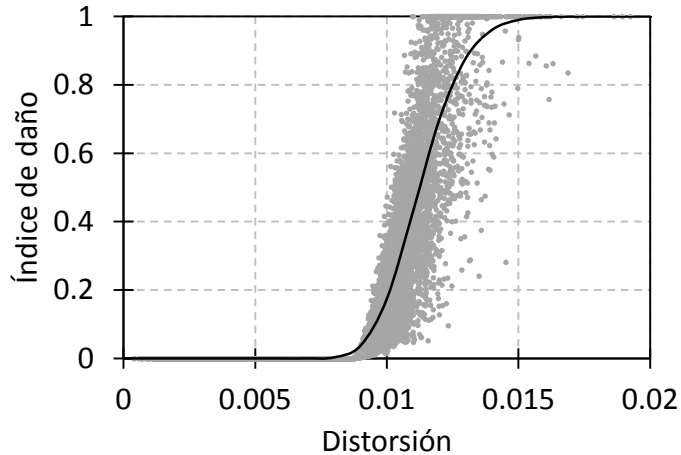


Fig. 4.42. Índices de daño y regresión no lineal para la obtención de la función de daño en la estructura de 17 niveles con asentamiento de 10 cm; $T_0=2.1$ s, $H_T=6050$ cm y $R/m=470$ cm/s².

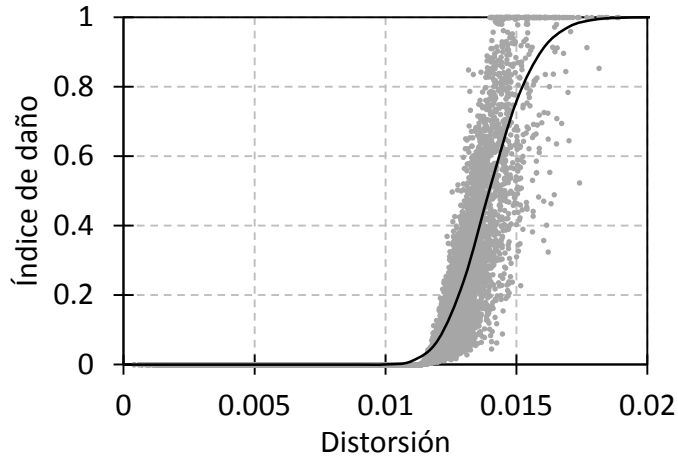


Fig. 4.43. Índices de daño y regresión no lineal para la obtención de la función de daño en la estructura de 17 niveles con asentamiento de 21 cm; $T_0=2.1$ s, $H_T=6050$ cm y $R/m=610$ cm/s².

Para la estructura de 17 niveles los índices de daño presentan una diferencia entre ellos, esto es debido a que se está considerando una estructura con mayor altura con respecto a la de 15 niveles, ya que al tener mayor altura los asentamientos diferenciales afectan más a la estructura y se observa claramente en las curvas de capacidad dinámica que sirven para obtener la resistencia normalizada.

La fig. 4.41 y 4.43 llegan a ser muy similares, pero no lo es debido a que la primera tiende a ser más pronunciada a la derecha, mientras que la otra no lo es, esa posible similitud es debida a que la resistencia normalizada de la primera es de 690 cm/s² y la segunda 610 cm/s², y no llegan a ser muy diferentes entre sí.

Las funciones de daño para las figuras 4.41, 4.42 y 4.43 son respectivamente las ec. 4.6, 4.7 y 4.8.

$$ID_{TJ} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(-\frac{\ln(x) - 4.168189}{0.092656\sqrt{2}}\right) \quad (4.6)$$

$$ID_{TJ} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(-\frac{\ln(x) - 4.488161}{0.124737\sqrt{2}}\right) \quad (4.7)$$

$$ID_{TJ} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(-\frac{\ln(x) - 4.271604}{0.102718\sqrt{2}}\right) \quad (4.8)$$

4.2.3 Marco de 25 niveles

En la fig. 4.44, 4.45 y 4.46 se muestran 11000 puntos que representan los índices de daño obtenidos con la metodología de Teran y Jirsa (2005), además se presenta una regresión no lineal para el caso de la estructura de 25 niveles sin asentamiento y con asentamientos de 10 y 21 cm, vale la pena decir que la regresión no lineal se usa para conocer una función que la describa, a fin de ser ocupada en la transformación del desempeño estructural a daño y así pueda obtenerse el daño esperado dada una intensidad.

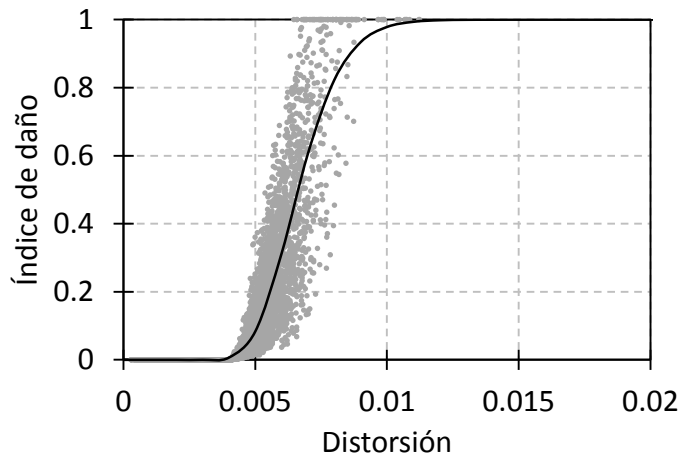


Fig. 4.44. Índices de daño y regresión no lineal para la obtención de la función de daño en la estructura de 25 niveles sin asentamiento; $T_0=1.8$ s, $H_T=8680$ cm y $R/m=420$ cm/s².

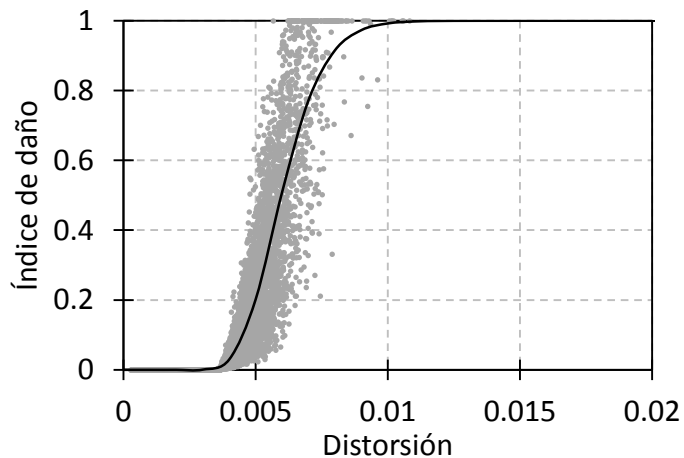


Fig. 4.45. Índices de daño y regresión no lineal para la obtención de la función de daño en la estructura de 25 niveles con asentamiento de 10 cm; $T_0=1.8$ s, $H_T=8680$ cm y $R/m=370$ cm/s².

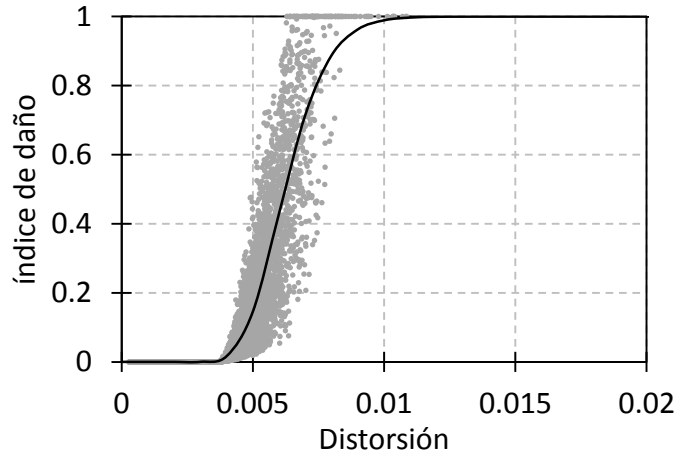


Fig. 4.46. Índices de daño y regresión no lineal para la obtención de la función de daño en la estructura de 25 niveles con asentamiento de 21 cm; $T_0=1.8$ s, $H_T=8680$ cm y $R/m=390$ cm/s².

Estas últimas regresiones no lineales son muy parecidas entre sí, pero percibimos que conforme se va incrementando los asentamientos diferenciales, la función de daño va teniendo un comportamiento diferente, por ejemplo, para una distorsión de 0.005 se tiene un índice de daño de 0.083 cuando no se presentan asentamientos diferenciales, pero cuando se tiene un asentamientos diferenciales de 10 cm el valor del índice de daño para la misma distorsión es de 0.202 y cuando es de 21 cm el valor es de 0.145.

Las funciones de daño para las figuras 4.44, 4.45 y 4.46 son respectivamente las ec. 4.9, 4.10 y 4.11.

$$ID_{TJ} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(-\frac{\ln(x) - 5.016809}{0.203645\sqrt{2}}\right) \quad (4.9)$$

$$ID_{TJ} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(-\frac{\ln(x) - 5.120959}{0.212811\sqrt{2}}\right) \quad (4.10)$$

$$ID_{TJ} = \frac{1}{2} \operatorname{erfc}\left(-\frac{\ln(x) - 5.079813}{0.206965\sqrt{2}}\right) \quad (4.11)$$

Hablando generalmente de las funciones de daño podemos apreciar que a pesar de que existe una gran similitud con otras, no llegan a ser las mismas, porque las funciones de vulnerabilidad son muy sensibles ante la entrada de datos.

4.3 FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

A continuación se presentan las funciones de vulnerabilidad para los marcos de 15, 17 y 25 niveles, en estas gráficas se observa cómo se pasa del desempeño estructural a daño, con ayuda de las funciones de daño correspondientes para cada estructura y caso de asentamiento.

El procedimiento a seguir es el siguiente: partimos de las curvas IDA distorsión vs S_a , correspondientes al marco y nivel de asentamiento que se desea, aplicamos la función de daño correspondiente al caso que tenemos y así obtenemos las curvas de vulnerabilidad, posteriormente realizamos un análisis estadístico para obtener la media y desviación estándar de las curvas de vulnerabilidad.

Al asignar la función de daño a la curva IDA estamos logrando pasar del desempeño estructural a daño esperado, la correspondiente curva media se obtiene para tener una curva representativa y la desviación estándar para conocer la dispersión que existen en los datos.

4.3.1 Marco de 15 niveles

En la fig. 4.47, 4.48 y 4.49 se muestran las curvas IDA Distorsión vs S_a sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.50, 4.51 y 4.52 se muestran las funciones de vulnerabilidad sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.53, 4.54 y 4.55 se muestran las medias geométricas y las desviaciones estándar de las funciones de vulnerabilidad sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.56 se muestran las funciones de vulnerabilidad sin asentamiento, con asentamiento de 10 cm y con asentamiento de 21 cm.

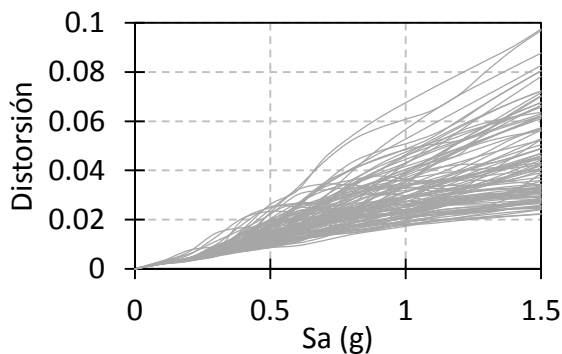


Fig. 4.47. Curvas IDA Distorsión vs S_a , sin asentamiento, para el marco de 15 niveles.

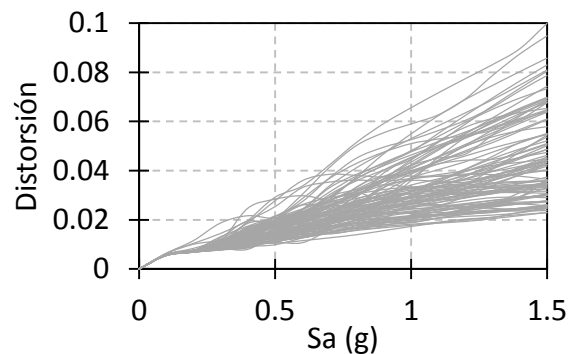


Fig. 4.48. Curvas IDA Distorsión vs S_a , con asentamiento de 10 cm, para el marco de 15 niveles.

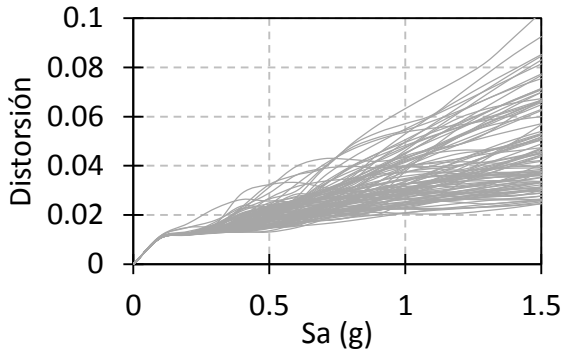


Fig. 4.49. Curvas IDA Distorsión vs Sa con asentamiento de 21 cm, para el marco de 15 niveles.

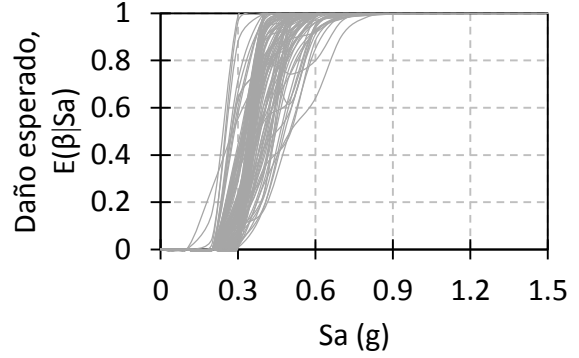


Fig. 4.50. Curvas de vulnerabilidad, sin asentamiento, para el marco de 15 niveles.

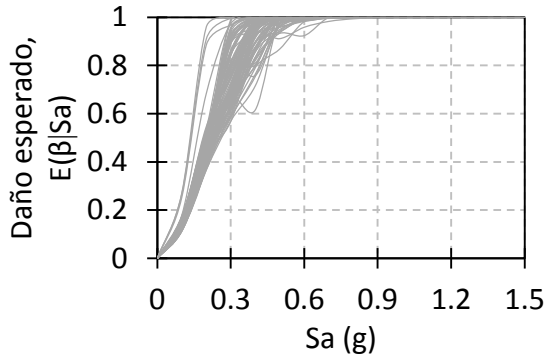


Fig. 4.51. Curvas de vulnerabilidad, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 15 niveles.

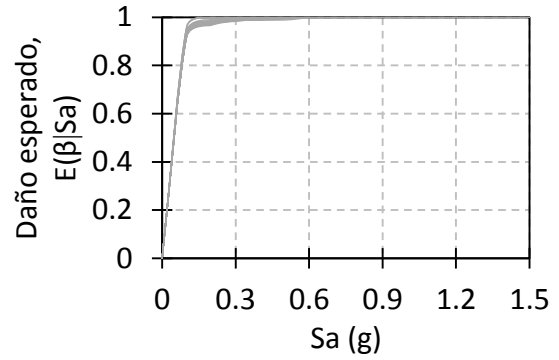


Fig. 4.52. Curvas de vulnerabilidad, con asentamiento de 21 cm, para el marco de 15 niveles.

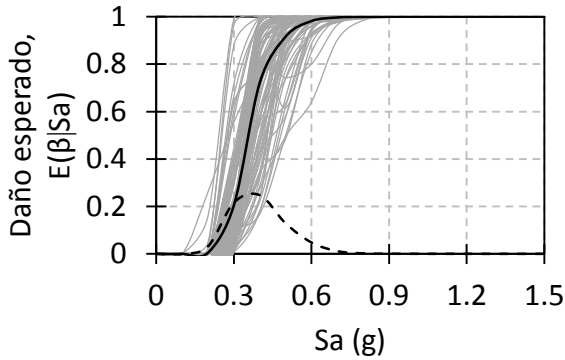


Fig. 4.53. Media geométrica y desviación estándar de las curvas de vulnerabilidad, sin asentamiento, para el marco de 15 niveles.

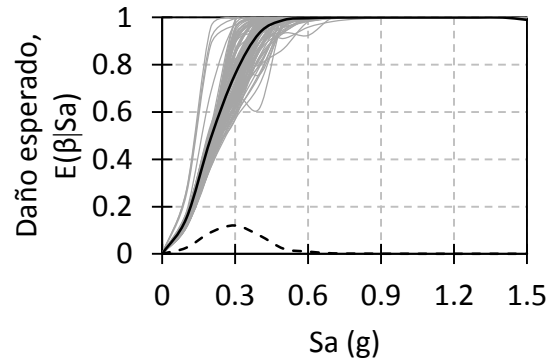


Fig. 4.54. Media geométrica y desviación estándar de las curvas de vulnerabilidad, con asentamiento de 10cm, para el marco de 15 niveles.

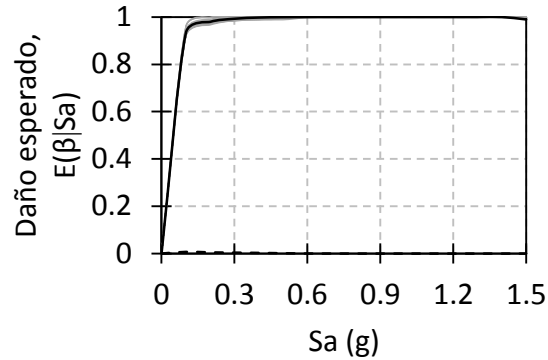


Fig. 4.55. Media geométrica y desviación estándar de las curvas de vulnerabilidad, con asentamiento de 21cm, para el marco de 15 niveles.

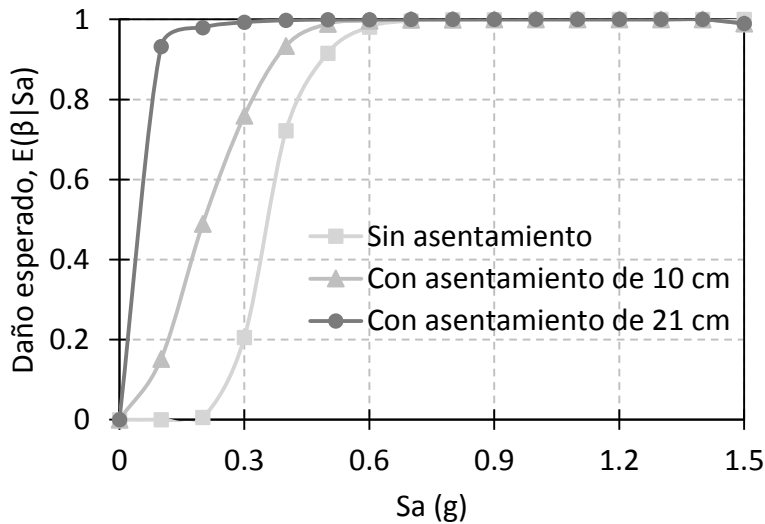


Fig. 4.56. Curvas de vulnerabilidad, sin asentamiento, con asentamiento de 10 y 21 cm para el marco de 15 niveles.

Contemplamos que en la fig. 4.50, 4.51 y 4.52 que conforme se aumenta el asentamiento diferencial, las curvas de vulnerabilidad tienden a tener un mayor daño esperado dada una misma intensidad, además se observa que tienden a agruparse conforme el asentamiento es mayor, este comportamiento es más visible en la fig. 4.53, 4.54 y 4.55 donde la desviación estándar en el caso donde se aplica un asentamiento diferencial de 21 cm en su mayoría es cero, esto sucede debido a que el asentamiento aplicado es mayor al que se define como el estado último y por lo tanto cuando es sometido a un registro sísmico, este ya presenta una disminución de la rigidez lateral y por consiguiente pasa más rápido al estado inelástico, sino es que ya lo está, por lo que causa en los resultados una distorsión muy grande, que al momento de aplicar la función de daño en el primer punto de la intensidad sísmica provoca que se tenga un daño esperado por arriba del 80% y eso hace que los datos se agrupen.

Examinaremos ahora las funciones de vulnerabilidad de la estructura de 15 niveles sin asentamiento, con asentamiento de 10 y 21 cm, mostradas en la fig. 4.56, nos percatamos que el asentamiento diferencial influyo mucho en el daño esperado, dado que para una intensidad de 0.3 g se tienen el 100% de daño esperado para la curva con asentamiento de 21cm, mientras que la curva que no tiene asentamiento solo tiene el 20% de daño esperado.

4.3.2 Marco de 17 niveles

En la fig. 4.57, 4.58 y 4.59 se muestran las curvas IDA Distorsión vs Sa sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.60, 4.61 y 4.62 se muestran las funciones de vulnerabilidad sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.63, 4.64 y 4.65 se muestran las medias geométricas y las desviaciones estándar de las funciones de vulnerabilidad sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.66 se muestran las funciones de vulnerabilidad sin asentamiento, con asentamiento de 10 cm y con asentamiento de 21 cm.

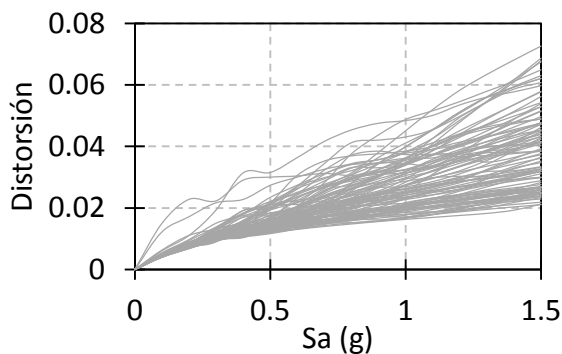


Fig. 4.57. Curvas IDA Distorsión vs Sa, sin asentamiento, para el marco de 17 niveles.

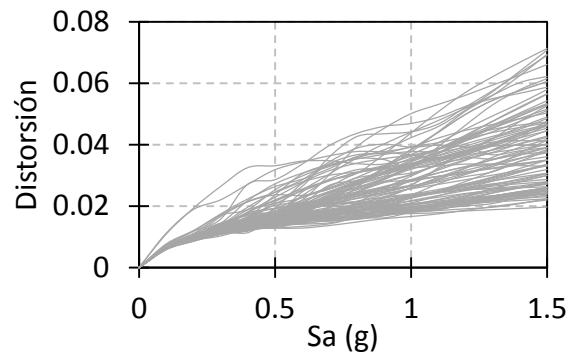


Fig. 4.58. Curvas IDA Distorsión vs Sa, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 17 niveles.

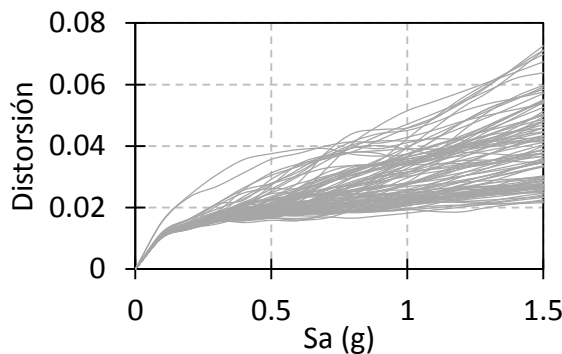


Fig. 4.59. Curvas IDA Distorsión vs Sa con asentamiento de 21 cm, para el marco de 17 niveles.

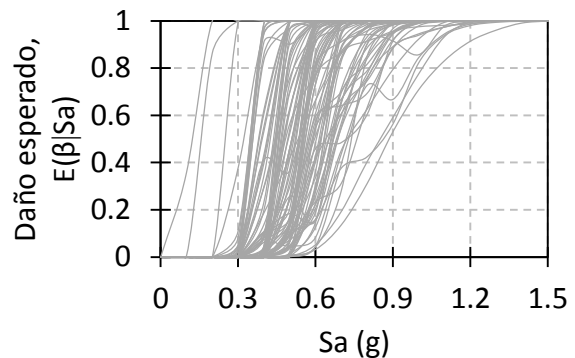


Fig. 4.60. Curvas de vulnerabilidad, sin asentamiento, para el marco de 17 niveles.

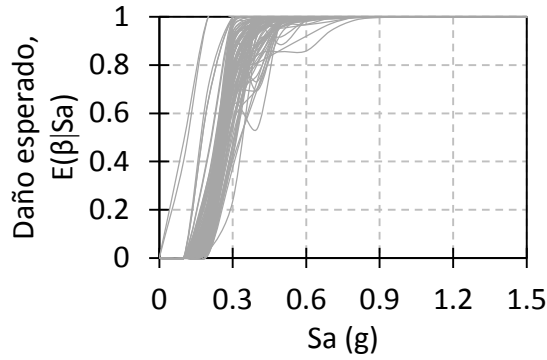


Fig. 4.61. Curvas de vulnerabilidad, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 17 niveles.

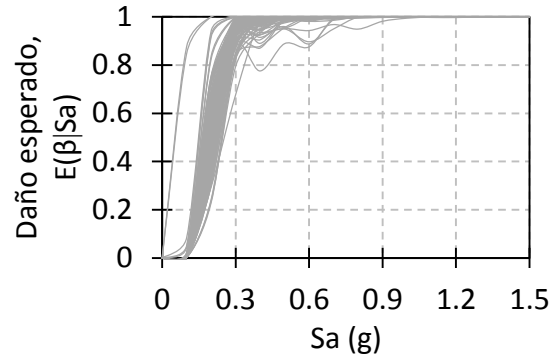


Fig. 4.62. Curvas de vulnerabilidad, con asentamiento de 21 cm, para el marco de 17 niveles.

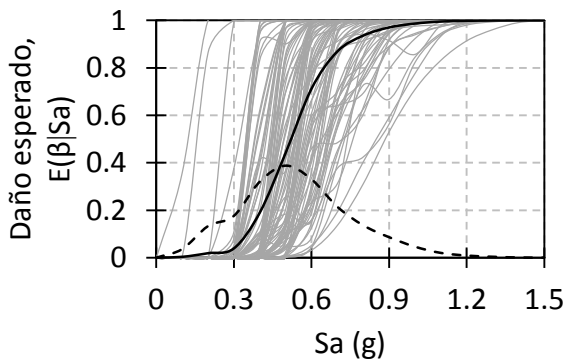


Fig. 4.63. Media geométrica y desviación estándar de las curvas de vulnerabilidad, sin asentamiento, para el marco de 17 niveles.

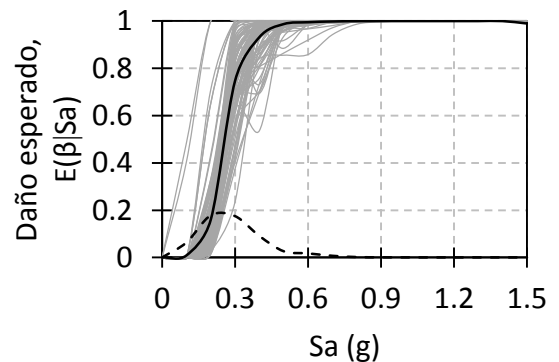


Fig. 4.64. Media geométrica y desviación estándar de las curvas de vulnerabilidad, con asentamiento de 10cm, para el marco de 17 niveles.

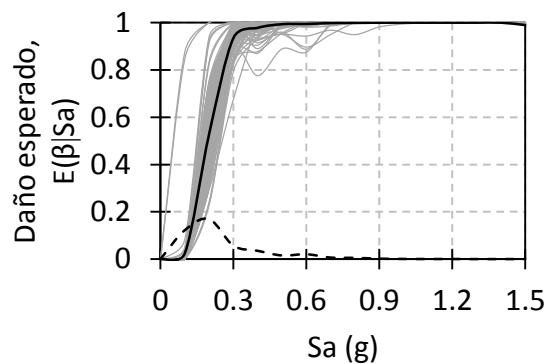


Fig. 4.65. Media geométrica y desviación estándar de las curvas de vulnerabilidad, con asentamiento de 21cm, para el marco de 17 niveles.

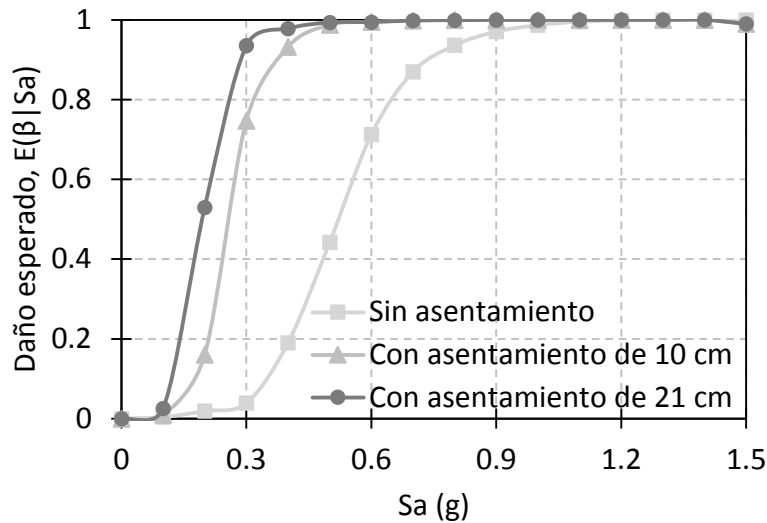


Fig. 4.66. Curvas de vulnerabilidad, sin asentamiento, con asentamiento de 10 y 21 cm para el marco de 17 niveles.

Contemplamos que en la fig. 4.60, 4.61 y 4.62 que conforme se aumenta el asentamiento diferencial, las curvas de vulnerabilidad tienden a tener un mayor daño esperado dada una misma intensidad, además se observa que tienden a agruparse conforme el asentamiento es mayor, este comportamiento es más visible en la fig. 4.63, 4.64 y 4.65.

Las funciones de vulnerabilidad de la estructura de 17 niveles sin asentamiento, con asentamiento de 10 y 21 cm, mostradas en la fig. 4.66, nos percatamos que el asentamiento diferencial influyo mucho en el daño esperado, dado que para una intensidad de 0.3 g se tiene más del 90% de daño esperado para la curva con asentamiento de 21cm, mientras que la curva que no tiene asentamiento solo tiene aproximadamente el 5% de daño esperado.

4.3.3 Marco de 25 niveles

En la fig. 4.67, 4.68 y 4.69 se muestran las curvas IDA Distorsión vs Sa sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.70, 4.71 y 4.72 se muestran las funciones de vulnerabilidad sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.73, 4.74 y 4.75 se muestran las medias geométricas y las desviaciones estándar de las funciones de vulnerabilidad sin asentamiento y con asentamiento de 10cm y 21cm.

En la fig. 4.76 se muestran las funciones de vulnerabilidad sin asentamiento, con asentamiento de 10 cm y con asentamiento de 21 cm.

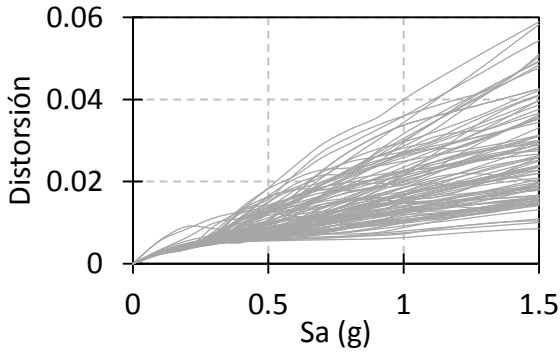


Fig. 4.67. Curvas IDA Distorsión vs Sa, sin asentamiento, para el marco de 25 niveles.

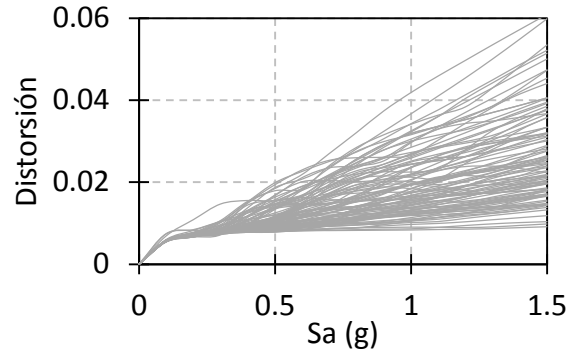


Fig. 4.68. Curvas IDA Distorsión vs Sa, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 25 niveles.

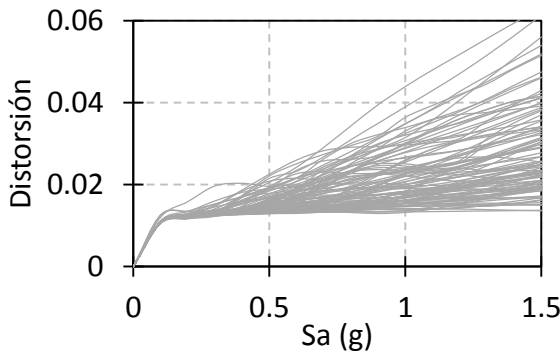


Fig. 4.69. Curvas IDA Distorsión vs Sa con asentamiento de 21 cm, para el marco de 25 niveles.

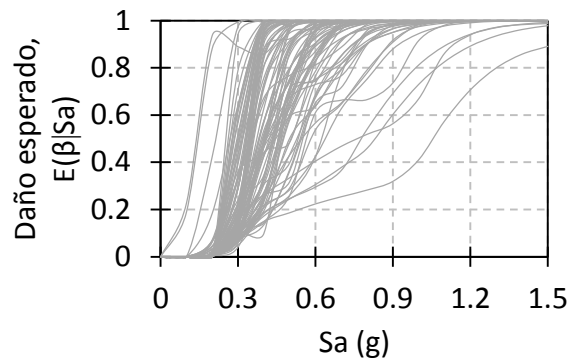


Fig. 4.70. Curvas de vulnerabilidad, sin asentamiento, para el marco de 25 niveles.

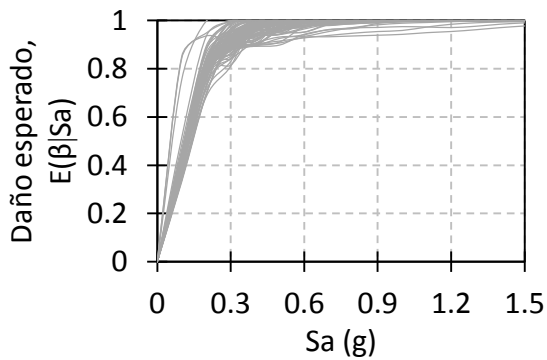


Fig. 4.71. Curvas de vulnerabilidad, con asentamiento de 10 cm, para el marco de 25 niveles.

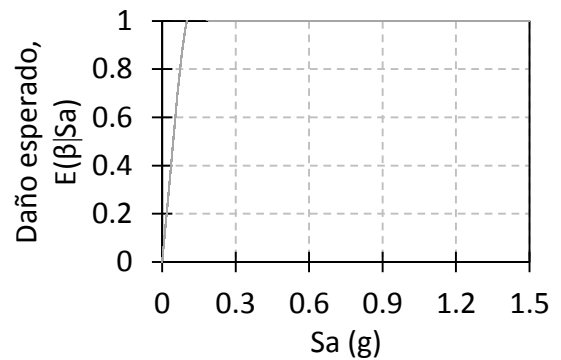


Fig. 4.72. Curvas de vulnerabilidad, con asentamiento de 21 cm, para el marco de 25 niveles.

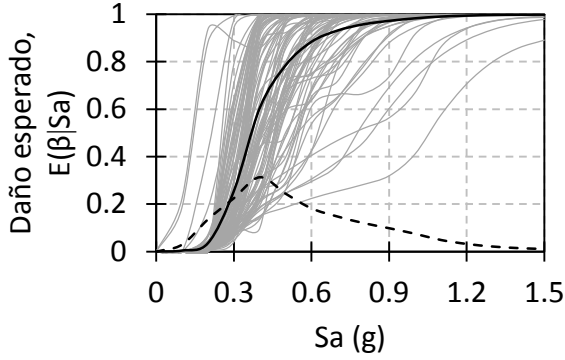


Fig. 4.73. Media geométrica y desviación estándar de las curvas de vulnerabilidad, sin asentamiento, para el marco de 25 niveles.

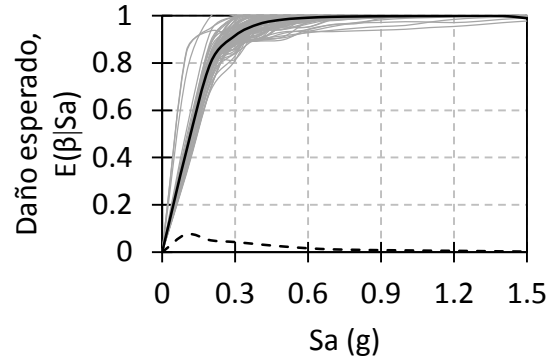


Fig. 4.74. Media geométrica y desviación estándar de las curvas de vulnerabilidad, con asentamiento de 10cm, para el marco de 25 niveles.

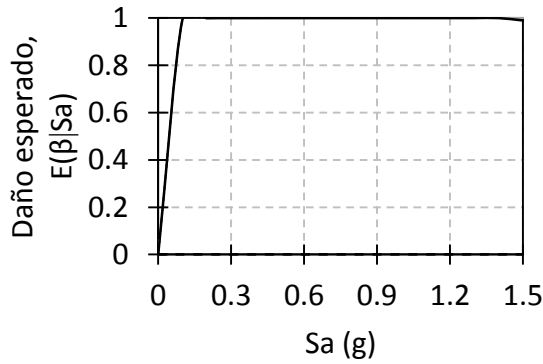


Fig. 4.75. Media geométrica y desviación estándar de las curvas de vulnerabilidad, con asentamiento de 21cm, para el marco de 25 niveles.

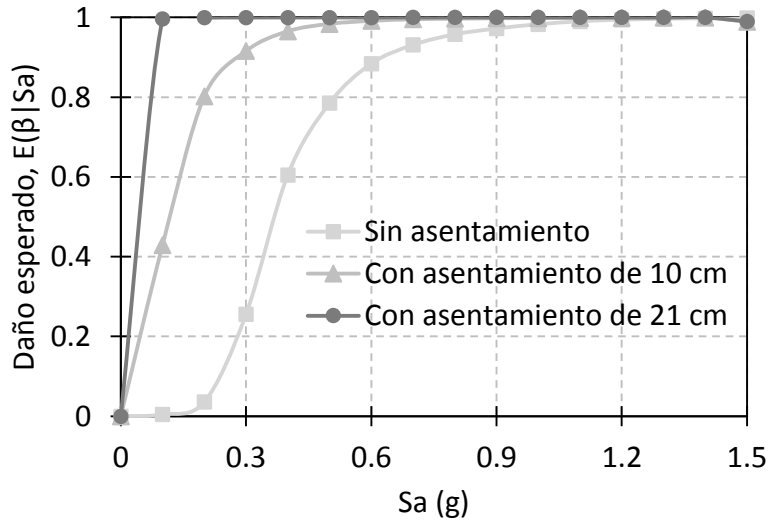


Fig. 4.76. Curvas de vulnerabilidad, sin asentamiento, con asentamiento de 10 y 21 cm para el marco de 25 niveles.

Contemplamos que en la fig. 4.70, 4.71 y 4.72 que conforme se aumenta el asentamiento diferencial, las curvas de vulnerabilidad tienden a tener un mayor daño esperado dada una misma intensidad, además se observa que tienden a agruparse conforme el asentamiento es mayor, este comportamiento es más visible en la fig. 4.73, 4.74 y 4.75 donde la desviación estándar en el caso donde se aplica un asentamiento diferencial de 21 cm en su mayoría es cero, esto sucede debido a que el asentamiento aplicado es mayor al que se define como el estado último y por lo tanto cuando es sometido a un registro sísmico, este ya presenta una disminución de la rigidez lateral y por consiguiente pasa más rápido al estado inelástico, sino es que ya lo está, por lo que causa en los resultados una distorsión muy grande, que al momento de aplicar la función de daño en el primer punto de la intensidad sísmica provoca que se tenga un daño esperado por arriba del 95% y eso hace que los datos se agrupen.

Examinaremos ahora las funciones de vulnerabilidad de la estructura de 25 niveles sin asentamiento, con asentamiento de 10 y 21 cm, mostradas en la fig. 4.76, nos percatamos que el asentamiento diferencial influyo mucho en el daño esperado, dado que para una intensidad de 0.3 g se tienen el 100% de daño esperado para la curva con asentamiento de 21 cm, mientras que la curva que no tiene asentamiento solo tiene el 22 % de daño esperado.

A continuación se mostraran las funciones de vulnerabilidad de las estructuras de 15, 17 y 25 niveles sin asentamiento, fig. 4.77, con asentamiento de 10 cm, fig. 4.78 y por último con asentamiento de 21 cm, fig. 4.79, esto para comprender el comportamiento que ocurre ante diferentes niveles de asentamientos y las diversas propiedades de los marcos tal condición.

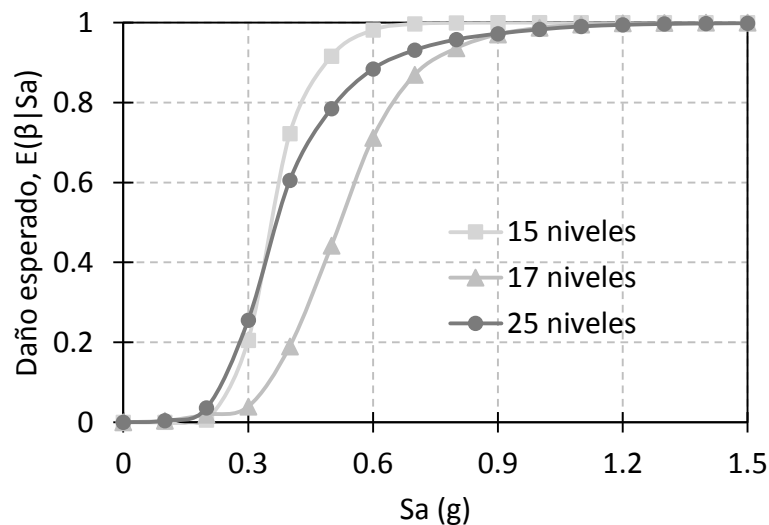


Figura 4.77. Funciones de vulnerabilidad, sin asentamiento, para los marcos de 15, 17 y 25 niveles.

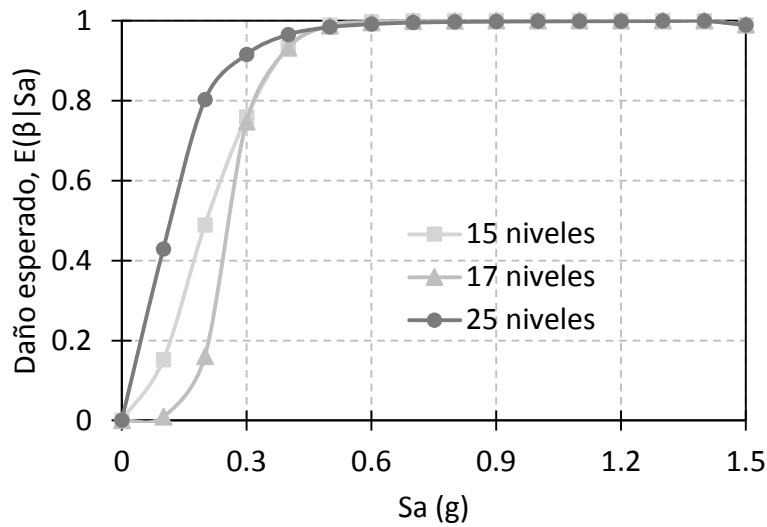


Figura 4.78. Funciones de vulnerabilidad, con asentamiento de 10 cm, para los marcos de 15, 17 y 25 niveles.

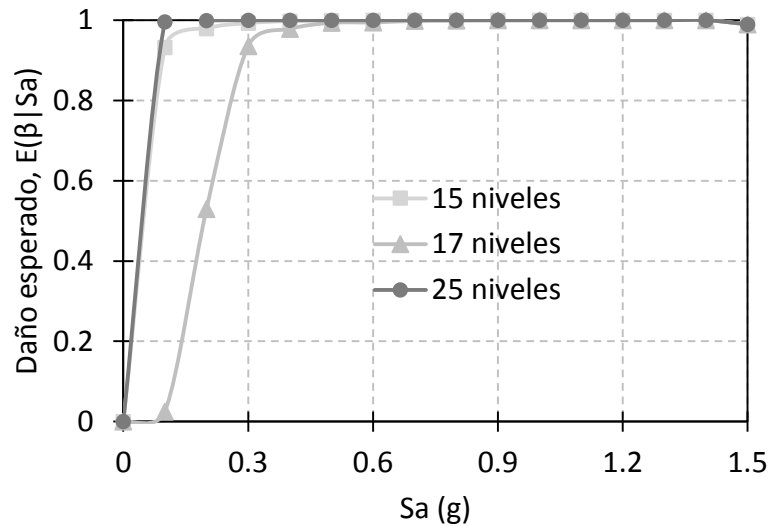


Figura 4.79. Funciones de vulnerabilidad, con asentamiento de 21 cm, para los marcos de 15, 17 y 25 niveles.

Como apreciamos en la fig. 4.77, 4.78 y 4.79 la estructura que resiste más ante los asentamientos diferenciales variables y bajo una condición dinámica es la estructura de 17 niveles, esto es debido a que la configuración que se realizó fue más robusta en comparación con las otras dos, así mismo se nota que las funciones de vulnerabilidad de las estructuras de 15 y 25 niveles son las que presentan mayores daños, esto debido a la configuración que se utilizó en su diseño, también se aprecia que las curvas de vulnerabilidad para el marco de 15 y 25 niveles están más juntas y separadas de la curva de vulnerabilidad de la estructura de 17 niveles, este comportamiento es debido a que esas estructuras fueron diseñadas con unas características diferentes.

Al analizar la fig. 4.77, nos percatamos que entre los marcos de 15 y 25 niveles, el que resiste más es el marco de 25 niveles, debido a que las secciones de las columnas para el marco de 25 niveles es mayor que la del marco de 15 niveles, por lo que resiste más a las condiciones impuestas y por ende llega a presentar un daño esperado menor. También se aprecia en la fig. 4.78 que la estructura que más daños sufre es la de 25 niveles, esto es debido a que es la estructura más alta y por ende presenta un mayor efecto desestabilizador de cargas de gravedad (efecto P-delta).

Si analizamos la intensidad de 0.3 para las tres condiciones observamos que cuando no se tienen asentamiento diferencial el marco de 17 niveles el daño esperado es aproximadamente el 5%, mientras que para los marcos de 15 y 25 niveles es aproximadamente el 25% de daño, cuando se incorpora un asentamiento diferencial de 10 cm a las estructuras y llegan a generar una distorsión angular inferior al valor con el cual se evita el estado límite de servicio, el marco de 17 y 15 niveles presenta un daño esperado del 75%, y el marco de 25 niveles tienen un daño esperado aproximadamente del 90%, es aquí donde se observa que al momento de introducir un asentamiento diferencial este produce grandes esfuerzos a la estructura y cuando éstas son sometidas a un evento sísmico, el daño esperado con esa condición puede aumentar drásticamente, a pesar de que el asentamiento diferencial produzca una distorsión angular que está dentro de los rangos establecidos para evitar el estado límite de servicio, por otro lado si analizamos el asentamiento diferencial de 21 cm que rebasa la distorsión angular que genera daños estructurales y que define aproximadamente el estado límite último, observamos que el marco de 17 niveles tiene un daño esperado aproximadamente del 90% mientras que las estructuras de 15 y 25 niveles llegan a tener el 100% de daño esperado.

Cabe señalar que si ocurriera un sismo mayor como el del día 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, donde este tenía una pseudoaceleración espectral máxima de 0.89g, y el sismo mayor fuera de una pseudoaceleración espectral máxima de 0.1g, las estructuras sin asentamiento sería casi nulo su daño esperado, mientras que cuando tienen la condición de asentamiento diferencial de 10 cm, que corresponde a una distorsión angular inferior para evitar el estado límite de servicio, el marco de 17 niveles seguiría aproximadamente sin daños esperados con un valor del 0.9%, entretanto que el marco de 15 niveles tendría un daño esperado del 15% y el marco de 25 niveles tendría un daño esperado del 42% y por último cuando las estructuras son sometidas a un asentamiento diferencial de 21 cm, que corresponde a una distorsión angular que define aproximadamente al estado último, el marco de 17 niveles tendría un daño esperado del 2.5%, entretanto que el marco e 15 niveles experimentaría un daño esperado del 93% y el marco de 25 niveles obtendría un daño esperado del 99%.

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES

En esta tesis se presenta el comportamiento de estructuras ante acciones sísmicas cuando existen asentamientos diferenciales del tipo variable, en función de su vulnerabilidad estructural tomando en cuenta los efectos de segundo orden.

Se observa que la condición de los asentamientos diferenciales en las estructuras es notable en la estimación de la vulnerabilidad sísmica estructural, dado que las curvas que representan su nivel de daño, para las estructuras que no presentan asentamientos diferenciales, siempre tienen un valor menor dada una misma intensidad sísmica, en comparación con las curvas de vulnerabilidad que tienen las condiciones de asentamientos diferenciales de 10 y 21 cm.

Esta circunstancia es debido a que cuando se someten las estructuras a un asentamiento diferencial cada vez mayor, estas tienden a inclinarse más y por ende tienden a tener un mayor efecto P-delta, causando esfuerzos adicionales en los elementos que son absorbidos por las deformaciones elásticas, pero sin duda cuando son mayores los asentamientos diferenciales y/o se someten a ambientes sísmicos, esos esfuerzos adicionales que se presentan son de gran magnitud que se llegan a presentar condiciones inelásticas en las estructuras, provocando desempeños no deseados hasta conducir al colapso, por lo que las estimaciones de los daños esperados serían visiblemente mayor.

Debido a que las estructuras analizadas son flexibles, estas son más susceptibles al efecto desestabilizador de cargas de gravedad (efecto P-delta), es por ello que desde que se presentan asentamientos diferenciales del tipo variable, éstas comenzarán a tener esfuerzos adicionales que son absorbidos por las deformaciones elásticas, sin embargo, si estos asentamientos son considerablemente grandes o se exponen a ambientes sísmicos, es posible que se presenten condiciones inelásticas mecánicas o geométricas en las estructuras, provocando estados límite de servicios no deseados, más aún, conforme las acciones sísmicas sean cada vez más grandes, existirá un nivel de desempeño que provocará la inestabilidad de la estructura conduciendo a un colapso inminente. Este comportamiento se ve reflejado en las funciones de vulnerabilidad de todas las estructuras que presentan asentamiento diferencial del tipo variable, comparándolas con las funciones de vulnerabilidad que no presentan estas condiciones.

Con respecto al RCDF-04 deberían establecerse nuevos criterios y valores en la distorsión angular que definen los estados límites máximos de servicio cuando las estructuras presentan asentamientos diferenciales, ya que la distorsión angular que definen como límite máximo de servicio para marcos de concreto es de 0.004 y observamos que en condición dinámica la estructura de 25 niveles genero un daño esperado del 42% si ocurriera un evento sísmico mayor al del 19 de septiembre de 1985 con la condición de asentamientos diferenciales de 10 cm que tiene aproximadamente la misma distorsión angular que maneja el RCDF-04, por lo que deberían de generarse diferentes estados límites de servicio conforme las estructuras van adquiriendo una mayor altura.

Finalmente, se invita a que se realicen mayores estudios en las estructuras ante asentamientos diferenciales del tipo variable, para que se puedan tomar las medidas pertinentes ante tal condición que sufre a diario la Ciudad de México.

REFERENCIAS

- 1 Adam, C., Ibarra, L. y Krawinkler, H. (2004). "Evaluation of P–delta effects in non-deteriorating MDOF structures from equivalent SDOF systems". Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada.
- 2 Adam, C. y Jäger, C. (2012a). "Seismic collapse capacity of basic inelastic structures vulnerable to the P-delta effect". *Earthq Eng Struct Dyn* 41:775–793.
- 3 Adam, C. y Jäger, C. (2012b). "Simplified collapse capacity assessment of earthquake excited regular frame structures vulnerable to P-delta". *Eng Struct* 44:159–173.
- 4 Adam, C., Ayala, A. y López, S. (2014). "A novel displacement-based seismic design method for framed structures considering P-Delta induced dynamic instability", Springer, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 13, Issue 14.
- 5 AIS. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (1998). "Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NRS-98". "Ley 400 de 1997". Bogotá.
- 6 AIS. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2001). "Manual de Construcción, Evaluación y Rehabilitación Sismo Resistente de Viviendas de Mampostería". Bogotá.
- 7 Antoniou, S. y Pinho, R. (2004). "Advantages and limitations of adaptive and nonadaptive force-based pushover procedures". *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 4 (2004) 497/522.
- 8 Ascheim, M. y Montes, E. (2003). "The representation of P–delta effects using yield point spectra". *Engineering Structures* 25:1387–1396.
- 9 Asimakopoulos, A., Karabalis, D., y Beskos, D. (2007). "Inclusion of P- Δ effect in displacement-based seismic design of steel moment resisting frames", *Earthquake engineering and structural dynamics*, Vol. 36.
- 10 ATC 13. (1985). "Earthquake Damage Evaluation Data for California". Applied Technology Council, California, U.S.A.
- 11 ATC 14. (1987). "Evaluation the seismic resistance of existing buildings". Applied Technology Council. Redwood City.
- 12 ATC 21. (1988). "Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Handbook". Applied Technology Council, FEMA154, Redwood City, CA
- 13 ATC 40. (2005). "Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures". Applied Technology Council (ATC). Report No. FEMA-440, Washington, DC.
- 14 Aydinoglu, M. (2001). "Inelastic seismic response analysis based on story pushover curves including P–delta effects". Report No. 2001/1, KOERI, Department of Earthquake Engineering, Bogazici University, Istanbul, Turkey.
- 15 Beranek, W. (1987). "The prediction of damage to masonry building caused by subsoil settlements" *Heron*, Vol. 32, Num. 4, pp 55-93.

- 16 Bernal, D. (1987). "Amplification factors for inelastic dynamic P–delta effects in earthquake analysis". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15:635–651.
- 17 Bernal, D. (1992). "Instability of buildings subjected to earthquakes". *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 118:2239–2260.
- 18 Bernal, D. (1998). "Instability of buildings during seismic response". *Engineering Structures*, 20:496–502.
- 19 Bjerrum, L. (1963). "Allowable settlement of structure". *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, Vol 3*, pp 135-137.
- 20 Boscardin, M. y Cording, E. (1989). "Building Response to Excavation-Induced Settlement". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 115. January. pp. 1-21.
- 21 Burland, J. y Wroth, C. (1974). "Settlement of buildings and associated damage", *British Geotechnical Society, Conference on the Settlement of Structures, Cambridge*.
- 22 Burland, J. (1995). "Assessment of risk of damage to buildings due to tunneling and excavation". *Proceedings of the International Conference Earthquake Geotechnical Engineering*.
- 23 Caicedo, C., Barbat, A., Canas, J. y Aguiar, R. (1994). "Vulnerabilidad sísmica de edificios", *Monografías de ingeniería sísmica, centro internacional de métodos numéricos en ingeniería, España*.
- 24 Campos, A. (1992). "Mitigación del Riesgo Sísmico en Cali". *Programa de Mitigación de Desastres en Colombia. Informe Final - FASE I. Observatorio Sismológico del Sur Occidente. OSSO - Universidad del Valle. Cali*.
- 25 Cardona, O. y Hurtado, J. (1990). "Propuesta metodológica para los análisis de vulnerabilidad. Informe de Consultoría Proyecto UNDRO/ACDI/ONAD para la Mitigación de Riesgos en Colombia. Inédito. Cali.
- 26 Chacón, R. y Paz, I. (2016). "Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana" (Tesis de maestría), *Pontificia Universidad Católica de Perú*.
- 27 Chávez-García, F. y Montalva, G. (2014). "Efectos de sitio para Ingenieros Geotécnicos, estudio del valle Parkway", *Obras y proyectos No. 16, Chile*.
- 28 Consorcio Evaluación de Riesgos Naturales América Latina (2011). *Informe Técnico ERN-CAPRA-Tomo 1: Metodología de modelación probabilista de riesgos naturales. Vol. 1 – 7*.
- 29 Culver, G., Lew, H., Hart, G., y Pinkham, C. (1975). "Natural Hazards Evaluation of Existing Buildings". *National Bureau of Standards Building Science Series 61, National Bureau of Standards, US Department of Commerce*.

- 30 Davidson, B., Fenwick, R. y Chung, B. (1992). "P–delta effects in multi-storey structural design". Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, vol. 7, Madrid, Spain.
- 31 Delgado, M. (1999). "Ingeniería de cimentaciones. Fundamentos e introducción al análisis geotécnico", Alfaomega, 2ª edición, México.
- 32 Della Corte, G. y Landolfo, R. (2002). "Global stability of MR steel frames under seismic actions". Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London.
- 33 Díaz, J. (2006). "Los suelos lacustres de la Ciudad de México", Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil, Vol. 6, No. 2.
- 34 Eurocodigo 7 (BS EN 1997-1:2004) Geotechnical design—part 1: general rules.
- 35 Faella, C., Mazzarela, O. y Piluso, V. (1993). "L' influenza della non-linearit´a geometrica sul danneggiamento strutturale". Proceedings of VI Convegno Nazionale l'Ingegneria Sismica in Italia.
- 36 Fajfar, P. (2000). "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design". Earthquake Spectra, v. 16, n. 3, p. 573-591.
- 37 FEMA. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP). (1994). "Handbook for the seismic evaluation of existing buildings". (FEMA 178), Washington, DC.
- 38 FEMA. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP). (1997). "Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings". Washington, DC: (FEMA 273), Federal Emergency Management Agency.
- 39 FEMA. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP). (1999). "HAZUS earthquake loss estimation methodology". (FEMA 366), Washington, DC.
- 40 FEMA. National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP). (2012). "Recommended Seismic Provisions: Design Examples". (FEMA P-751), Washington, DC.
- 41 Fernández, J. (1987). "Propuesta de Modelo Experimental para la Evaluación de la Vulnerabilidad de Sistemas Urbanos en Zona Sísmica-Gran Mendoza-Argentina". Unidad Riesgo Sísmico y Desarrollo Local-LAHV-INCIHUSA-CRICYT.
- 42 Freeman, S. (1998). "Development and use of capacity spectrum method". In: 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering.
- 43 Giuliano, M., Gori, R. y Saez, S. (2000). "Estudio de Vulnerabilidad Sísmica de Viviendas de Adobe en La Zona de Coelemu (8ª Región, Chile)". XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Universidad de Concepción Chile. Chile.
- 44 Gobierno del Distrito Federal (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.

- 45 Gobierno del Distrito Federal (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- 46 Goded, T. (2010). "Evaluación de riesgo sísmico en la ciudad de Málaga" (Tesis doctoral), Universidad Complutense de Madrid.
- 47 Goel, S. (1969). "P-delta and axial column deformation in aseismic frames". Journal of the Structural Division (ASCE), 95:1693–1711.
- 48 González, O., Robles, F. (2011). "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", Limusa, México.
- 49 Grant, R., Christian, J. y Vanmarcke, E. (1974). "Differential settlement of buildings". Journal of the Geotechnique Engineering Div., ASCE, 100(9) 973-991.
- 50 Guerra, C., Mazzolani, F. y Piluso, V. (1990). "Overall stability effects in steel structures under seismic loads". Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake Engineering, Moscow.
- 51 Gupta, A. y Krawinkler, H. (2000). "Dynamic P-delta effects for flexible inelastic steel structures". Journal of Structural Engineering (ASCE), 126:145–153.
- 52 Hernández, M. (29 de diciembre de 2014). "Quitaran 4 niveles a edificio inclinado". Obtenido del Reforma:
<http://www.reforma.com/aplicacioneslibre/preacceso/articulo/default.aspx?id=427854&sc=715&urlredirect=http://www.reforma.com/aplicaciones/articulo/default.aspx?id=427854&sc=715>
- 53 Herrera, J. (25 de febrero de 2013). "Edificios inclinados". Obtenido de Foro tv:
<http://tvolucion.esmas.com/foro-tv/hora-21/209930/edificios-inclinados/>
- 54 Holanda, J. (2002). "Influencia de recalques em edificios de alvenaria estrutural". (Tesis Doctoral), EESC/USP. São Carlos - São Paulo, Brazil.
- 55 Ibarra, L. y Krawinkler, H. (2005). "Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations", Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering University of California, Berkeley, United States.
- 56 Iglesias, J. (1989). "Normas de Diseño Sismo Resistentes en América Latina: Limitaciones". Seminario Internacional de Planeamiento, Diseño y Administración de Hospitales en Zonas Sísmicas. CISMID. Lima.
- 57 INEGI. (2014). "Cuaderno estadístico y geográfico de la zona metropolitana del Valle de México 2014", Aguascalientes, México.
- 58 Internet 1: Mexicodesconocido.com.mx. (2010). "El Templo Mayor. Etapas de construcción", <http://www.mexicodesconocido.com.mx/el-templo-mayor.-etapas-de-construccion.html>.
- 59 Internet 2: Proyecto40.com (2016). "Advierten falta de mantenimiento en la Catedral Metropolitana", <http://www.proyecto40.com/noticia/ciudad-mx/nota/2016-01-27-16-46/advierten-falta-de-mantenimiento-en-la-catedral-metropolitana/>.

- 60 Internet 3: Panoramio.com. (2016). "Panoramio - Photo of Monumento a la Revolución, México DF", <http://www.panoramio.com/photo/59399555>.
- 61 Internet 4: Terecarrera. (2013). "Art Deco y Art Nouveau en México" <https://terecarrera.wordpress.com/2013/04/05/art-deco-y-art-nouveau/>.
- 62 Internet 5: Slideplayer.es. (2016). "Tema 2: deriva continental y tectónica de placas", <http://slideplayer.es/slide/141756/>.
- 63 Internet 6: Web.ua.es. (2016). "Registros de Aceleración 2012-2013. Unidad de Registro Sísmico", <http://web.ua.es/es/urs/sismicidad/registros-de-aceleracion-2012-2013.html>.
- 64 Internet 7: Noticias UrbanDF. (2015). "Este Jueves Santo, lánzate a visitar las siete casas", <http://news.urban360.com.mx/131272/este-jueves-santo-lanzate-a-visitar-las-siete-casas/>.
- 65 Internet 8: Vivirtlatelolco. (2012). "Vivir en Tlatelolco", http://vivirtlatelolco.blogspot.mx/2012_02_01_archive.html.
- 66 Internet 9: MXCity. (2015). "La Posada del Sol: un testimonio del desamparo", <http://mxcity.mx/2015/07/la-posada-del-sol-un-testimonio-del-desamparo/>.
- 67 Jaimes, M. (2002). "Riesgo sísmico en el Valle de México para varios periodos de retorno debido a sismos de subducción y de falla normal" (Tesis de maestría), Universidad Nacional Autónoma de México.
- 68 Jaramillo, F. y ORTEGA, P. (1994). "Estudio del Riesgo Sísmico en Medellín". Programa de Prevención Sísmica para Medellín. Universidad Eafit. Medellín.
- 69 Jennings, P. y Husid, R. (1968). "Collapse of yielding structures during earthquakes". *Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE)*, 94:1045–1065.
- 70 Juárez, E. y Rico, A. (2011). "Mecánica de suelos. Tomo II teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos", Limusa, 2da. edición, México.
- 71 Juárez, E. y Rico, A. (2012). "Mecánica de suelos. Tomo I fundamentos de la mecánica de suelos", Limusa, 3ra. edición, México.
- 72 Johnson, T. (22 de septiembre de 2011). "Expertos: México se hunde". Obtenido del Centro virtual de información del agua: http://www.agua.org.mx/index.php?option=com_content&view=article&id=18342:expertos-mexico-se-hunde&catid=61&Itemid=100010
- 73 Komornik, A. y Mazurik, A. (1977). "Restrained settlements of masonry buildings" In *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 9, Tokyo, 1977. *Proceedings of Tokyo, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, p 613-8.
- 74 Krawinkler, H. y Gupta, A. (2002). "Seismic design issues for steel moment-resisting frame structures2. In *Proceedings of the 4th National (Greek) Conference on Steel Structures*, Patras, Greece.

- 75 MacRae, G. (1994). "P–delta effects on single-degree-of-freedom structures in earthquakes". *Earthquake Spectra*, 10:539–568.
- 76 Martínez, D. (2012). "Evolución de las cimentaciones en la zona de lago de la ciudad de México" (Tesis de especialidad en geotecnia), Universidad Nacional Autónoma de México.
- 77 Mazzolani, F. y Piluso, V. (1996). "Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames". E&FN Spon, Chapman & Hall: London.
- 78 Meli, R., Bazán, E. (2010). "Diseño sísmico de edificios", Limusa, México.
- 79 Meyerhof, G. (1953). "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads". *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 440-445.
- 80 Meyerhof, G. (1956). "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes" *Proceedings of the 4th International Conference on SMFE*.
- 81 Milutinovic, Z. y Trendafiloski, G. (2003). "WP04 Vulnerability of current buildings". RISK-UE project of the EC: an advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns.
- 82 Miranda, E. (1999). "Approximate seismic lateral deformation demands on multistory buildings". *Journal of Structural Engineering*, 417-425.
- 83 Miranda, E. y Akkar, S. (2003). "Dynamic Instability of simple structural systems". *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 129:1722–1726.
- 84 Miranda, F. (31 de diciembre de 2014). "Cada vez está más inclinado el edificio". Obtenido del Milenio: http://www.milenio.com/df/Unidades_habitacionales_DF-deterioro_unidades_habitacionales_0_437356489.html
- 85 Montejó, L., Kowalsky, M. (2007). "CUMBIA: Set of codes for the analysis of reinforced concrete members. Theory and user guide", technical report No. IS-07-01, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering North Carolina State University Raleigh, NC.
- 86 Montes, R. y Robles, J. (25 de abril de 2011). "Rescatarán 20 edificios inclinados en Tlatelolco". Obtenido de El Universal: <http://archivo.eluniversal.com.mx/ciudad/105878.html>
- 87 Montgomery, C. (1981). "Influence of P–delta effects on seismic design". *Canadian Journal of Civil Engineering*, 8:31–42.
- 88 Mooser, F. (1963). "La cuenca del Valle de México". Mesas redondas sobre problemas del Valle de México, Instituto Mexicano de Recursos Naturales Renovables, A. C., México.
- 89 Morell, F. (2009). "Comparación de sistemas estructurales para edificios altos de concreto en la Ciudad de México" (Tesis de maestría), Universidad Nacional Autónoma de México.

- 90 Murty Challa V. y Hall, J. (1994). "Earthquake collapse analysis of steel frames". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23:1199–1218.
- 91 Neuss, C. y Maison, B. (1984). "Analysis for P–delta effects in seismic response of buildings". *Computers and Structures*, 19:369–380.
- 92 Oehmichen, C. (2010). "Espacio urbano y segregación étnica en la ciudad de México", VillaLibre, Cuadernos de estudios sociales urbanos No. 6, Bolivia.
- 93 Okada, T. y Bresler, B. (1976). "Strength and Ductility Evaluation of Existing Low-Rise Reinforced Concrete Buildings - Screening Method", Report EERC 76-1, University of California, Berkeley, 149 pp.
- 94 Ordaz, M. y Montoya, C. (1990-2002). "Manual de uso del programa DEGTRA A4", Instituto de Ingeniería UNAM, México.
- 95 Orea, A. (2012). "Metodología para el diseño de una cimentación compensada totalmente compensada" (Tesis de licenciatura), Universidad Nacional Autónoma de México.
- 96 Park, C., Lee, D. y Kim, J. (1997). "Effect of gravity load on seismic response of steel-framed structures". *Engineering Structures*, 19:439–451.
- 97 Paulay, T. (1978). "A consideration of P–delta effects in ductile reinforced concrete frames". *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 11:151–160.
- 98 Paz, R. (3 de septiembre de 2013). "En riesgo, 50 edificios coloniales del Centro Histórico por hundimientos". Obtenido de la Crónica: <http://www.cronica.com.mx/notas/2013/780207.html>
- 99 Petrini, V. y Benedetti, D. (1984). "On seismic vulnerability of masonry buildings: proposal of an evaluation procedure". *L'industria delle costruzioni* 18:66–78 (in Italian).
- 100 Polshin, D. y Tokar, R. (1957). "Maximum allowable non-uniform settlement of structure". *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, p 402.
- 101 Porter, K. (2002). "Seismic vulnerability". En Chen, W. y Scawthorn, C., *handbook of earthquake engineering*, Estados Unidos.
- 102 Prakash, V., Powell, G. H. y Campbell, S. (1993). "DRAIN-2DX: Base program description and user guide", report UCB/SEMM-93/17, Department of Civil Engineering University of California Berkeley, California.
- 103 Pujades, L., Vargas-Alzate, Y., Barbat, A. y González-Drigo, J. (2014). "Parametric model for capacity curves". *Bulletin of Earthquake Engineering*. Published online 13.sept. 2014).
- 104 Quintero, J. (5 de marzo de 2010). "Presentan daños estructurales los 74 edificios de la unidad La Concordia". Obtenido de La Jornada: <http://www.jornada.unam.mx/2010/03/05/capital/038n1cap>

- 105 Roeder, C., Schneider, S. y Carpenter, J. (1993). "Seismic behavior of moment-resisting steel frames: analytical studies". *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 119:1866–1884.
- 106 Rojas, T. (2004). "Las cuencas lacustres del antiplano central", *Arqueología Mexicana*, Lagos del Valle de México Vol. XII-No. 68, México.
- 107 Rosenblueth, E., García, V., Rojas, T., Núñez, J y Orozco, J. (1992). "Macrosismos, aspectos físicos, sociales, económicos y políticos", *Centros de Investigaciones y Estudios Superiores de Antropología Social*, México.
- 108 Ruiz-García, J. y Miranda, E. (2002). "Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites", *ELSEVIER Engineering Structures*, Vol. 24, No. 10.
- 109 Ruiz-García, J. y Miranda, E. (2004). "Inelastic displacement ratios for design of structures on soft soils sites", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 12.
- 110 Santoyo, E., Ovando, E., Mooser, F. y León, E. (2005). "Síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México", *TGC*, México.
- 111 Santoyo, V. E. y Santoyo, R. E., (2013). "Retos geotécnicos en edificios ligeros", *TGC Geotecnia y TGC Ingeniería*, México
- 112 Scawthorn, C., Lemura, H., y Yamada, Y. (1981). "Model for urban post-earthquake fire hazard". *The International Journal of Disaster Studies and Practice*, 5(2).
- 113 SEAOC. (1995). "Vision 2000. A framework for performance-based engineering". *Structural Engineers Association of California*, Sacramento, CA.
- 114 Secretaria del Medio Ambiente-GDF, Secretaria de Ecología-EDOMEX, Secretaria de Salud y SEMARNAT. (2003). "Programa para mejorar la calidad del aire de la zona metropolitana del Valle de México 2002-2010", México.
- 115 Skempton, A. y MacDonald, D. (1956). "Allowable settlement of buildings". *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Parte III, Vol. 5, pp 727-768.
- 116 Steinbrugge, K. y Algermissen, S. (1990). "Earthquake Losses to Single Family Dwellings: California Experience". *U.S. Geological Survey Bulletin 1939-A*, Washington.
- 117 Stimson, T., (2012). "La Ciudad de México se hunde", *Geotecnia, Túneles en roca, cruce del escudo de la línea 12 del metro de la Ciudad de México por debajo de la línea 2*, Diciembre 2012-Febrero 2013, No. 226, México.
- 118 Suarez, G. y Jiménez, Z. (1987). "Sismo en la Ciudad de México y el terremoto del 19 de septiembre de 1985", *Cuadernos del Instituto de Geofísica No. 2*, México.
- 119 Sun, C., Berg, G. y Hanson, R. (1973). "Gravity effect on single degree inelastic system". *Journal of Engineering Mechanics Division (ASCE)*, 99:183–200.

- 120 Takizawa, H. y Jennings, P. (1980). "Collapse of a model for ductile reinforced concrete frames under extreme earthquake motions". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 8:117–144.
- 121 Teran, A. y Jirsa, J. (2005). "A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue", *Earthquake Spectra*, Vol. 21, No. 3.
- 122 Thomaz, E. (1989). "Trincas em edificios: causas e prevenção" 1° Edição, Editora Pini São Paulo Lda. São Paulo, Brazil.
- 123 Tremblay, R. y Duval, C. (1998). "L'éger P. Effects of viscous damping models, hysteretic models and ground motion characteristics on seismic P–delta strength amplification factors". In *Stability and Ductility of Steel Structures*, Usami T, Itoh Y (eds). Elsevier: Amsterdam, 103–108.
- 124 Tremblay, R., Cote, B. y Leger, P. (1999). "An evaluation of P–delta amplification factors in multistorey steel moment resisting frames". *Canadian Journal of Civil Engineering*, 26:535–548.
- 125 Tsige, M. y García, I. (2006). "Propuesta de clasificación geotécnica del "efecto sitio" (amplificación sísmica) de las formaciones geológicas de la región de Murcia", *Geogaceta* No. 40, España.
- 126 Vamvatsikos, D. y Cornell, A. (2002). Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 491-514.
- 127 Vian, D. y Bruneau, M. (2003). "Tests to structural collapse of single degree of freedom frames subjected to earthquake excitations". *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 129:1676–1685.
- 128 Villegas, L. (2013). "Comparación del comportamiento sísmico dinámico y estático inelástico de edificios de marcos de concreto reforzado de 9 y 17 niveles diseñados con el cuerpo principal y el apéndice A de las NTC-sismo del RCDF-04 en la zona compresible de la Ciudad de México" (Tesis de maestría), Universidad Nacional Autónoma de México.
- 129 Wahls, H. (1981). "Tolerable settlement of buildings". *Journal of the Geotechnique Engineering Div., ASCE*, 107(11) 1489-1504.
- 130 Whitlow, R. (2000). "Fundamentos de Mecánica de Suelos", Compañía Editorial Continental, 3a. reimpresión, México.
- 131 Williamson, E. (2003). "Evaluation of damage and P–delta effects for systems under earthquake excitation". *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 129:1036–1046.
- 132 Zenil, I. (2010). "Análisis sísmico no lineal, de un edificio irregular de estructura metálica" (Tesis de maestría), Instituto Politécnico Nacional.

ANEXOS

ANEXO I DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA

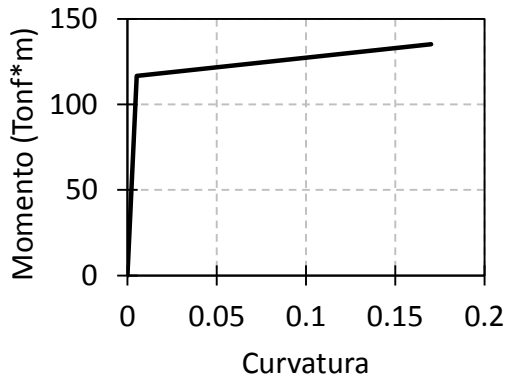


Fig. I.1. Curva Momento-Curvatura para la columna C5 del marco de 15 niveles.

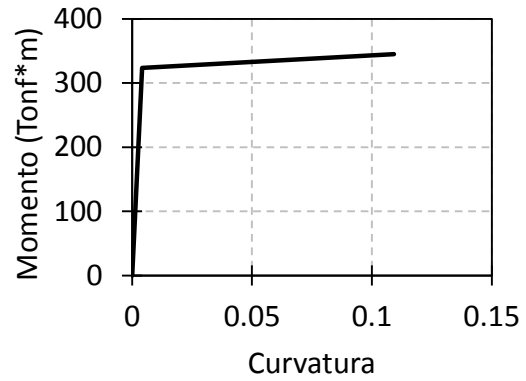


Fig. I.2. Curva Momento-Curvatura para la columna C4 del marco de 15 niveles.

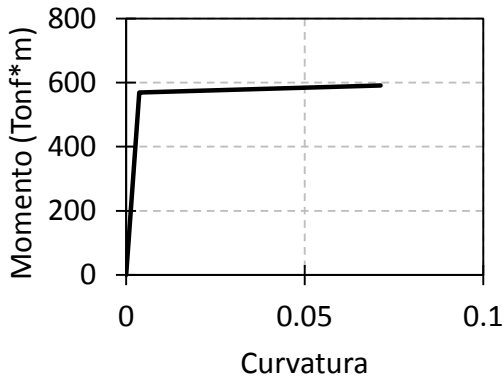


Fig. I.3. Curva Momento-Curvatura para la columna C3 del marco de 15 niveles.

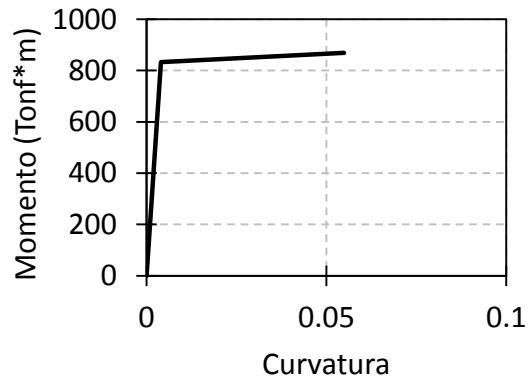


Fig. I.4. Curva Momento-Curvatura para la columna C2 del marco de 15 niveles.

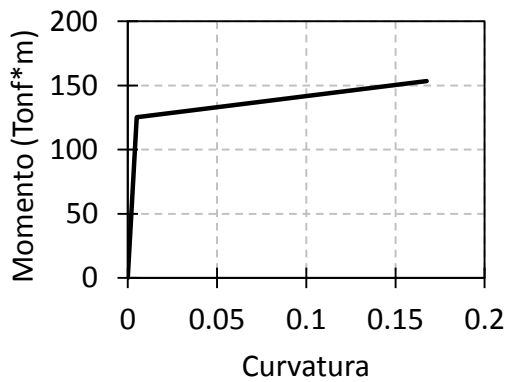


Fig. I.5. Curva Momento-Curvatura para la columna C1 del marco de 17 niveles.

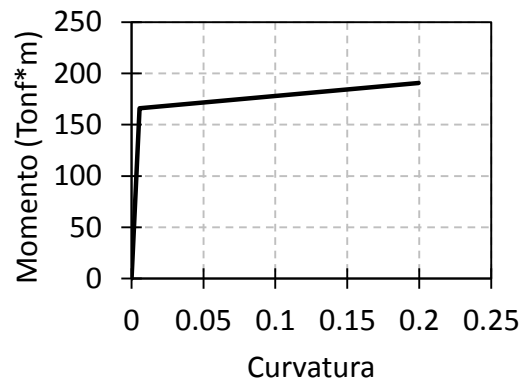


Fig. I.6. Curva Momento-Curvatura para la columna C4 del marco de 17 niveles.

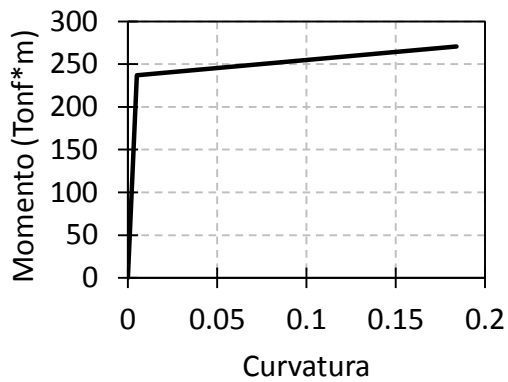


Fig. I.7. Curva Momento-Curvatura para la columna C5 del marco de 17 niveles.

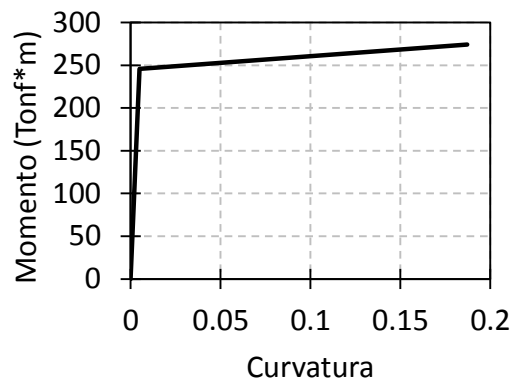


Fig. I.8. Curva Momento-Curvatura para la columna C6 del marco de 17 niveles.

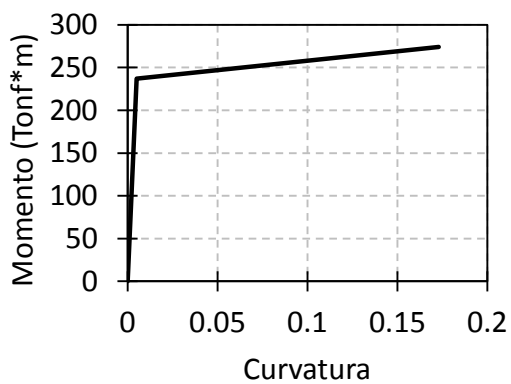


Fig. I.9. Curva Momento-Curvatura para la columna C7 del marco de 17 niveles.

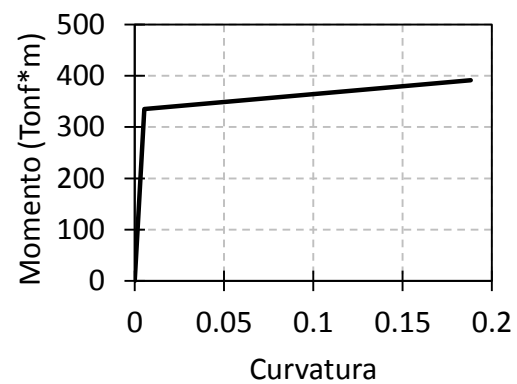


Fig. I.10. Curva Momento-Curvatura para la columna C8 del marco de 17 niveles.

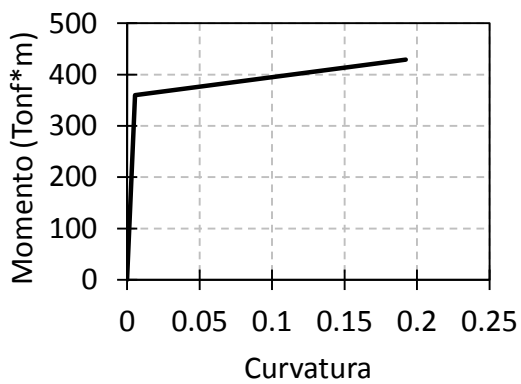


Fig. I.11. Curva Momento-Curvatura para la columna C9 del marco de 17 niveles.

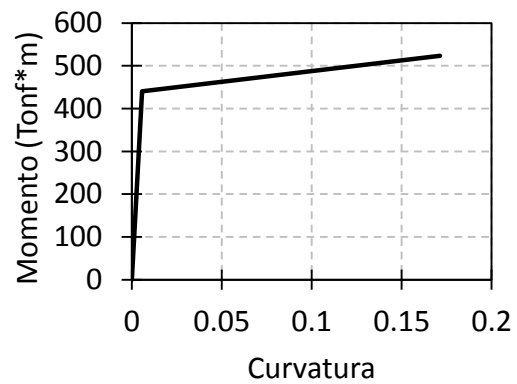


Fig. I.12. Curva Momento-Curvatura para la columna C10 del marco de 17 niveles.

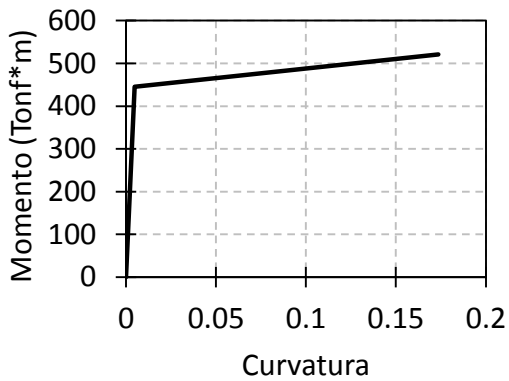


Fig. I.13. Curva Momento-Curvatura para la columna C11 del marco de 17 niveles.

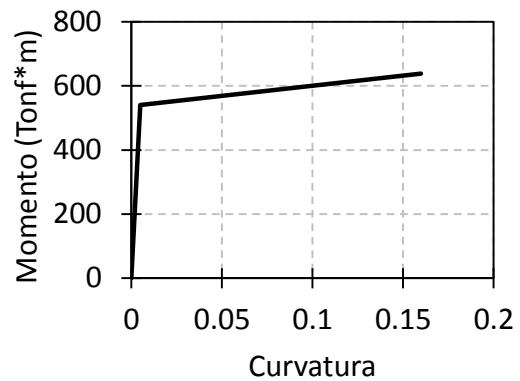


Fig. I.14. Curva Momento-Curvatura para la columna C12 del marco de 17 niveles.

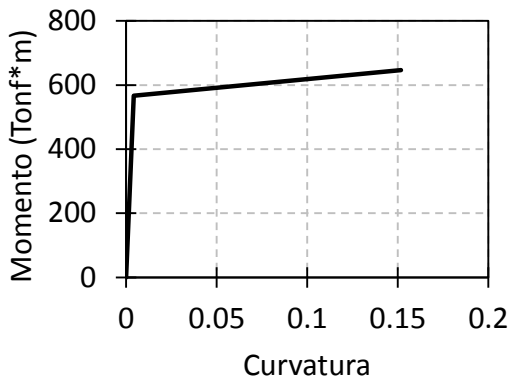


Fig. I.15. Curva Momento-Curvatura para la columna C13 del marco de 17 niveles.

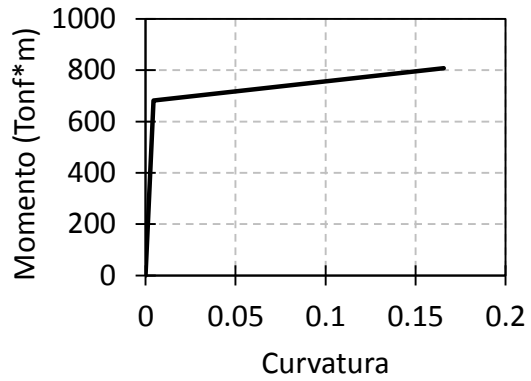


Fig. I.16. Curva Momento-Curvatura para la columna C14 del marco de 17 niveles.

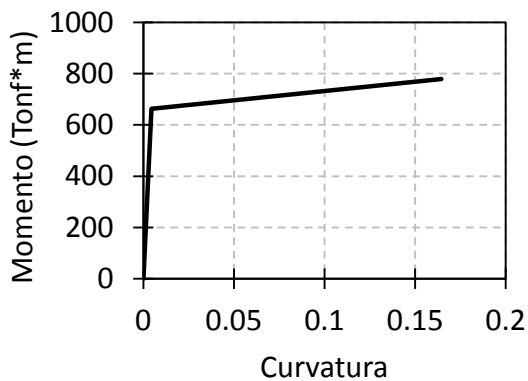


Fig. I.17. Curva Momento-Curvatura para la columna C15 del marco de 17 niveles.

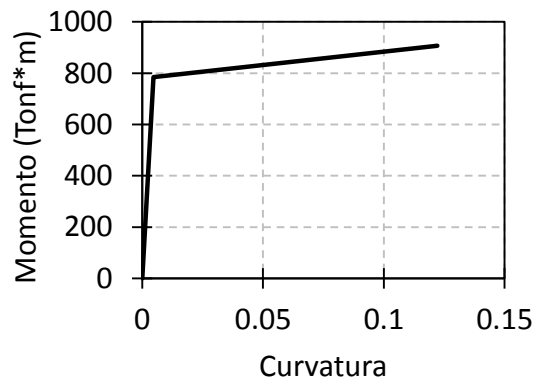


Fig. I.18. Curva Momento-Curvatura para la columna C16 del marco de 17 niveles.

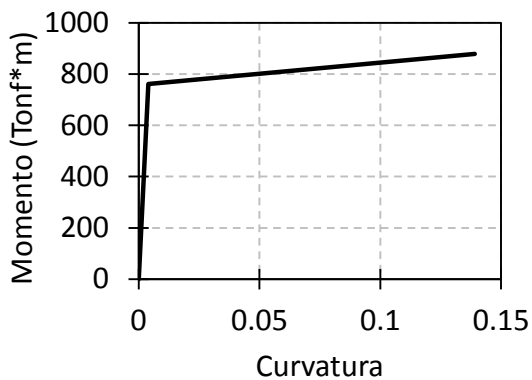


Fig. I.19. Curva Momento-Curvatura para la columna C17 del marco de 17 niveles.

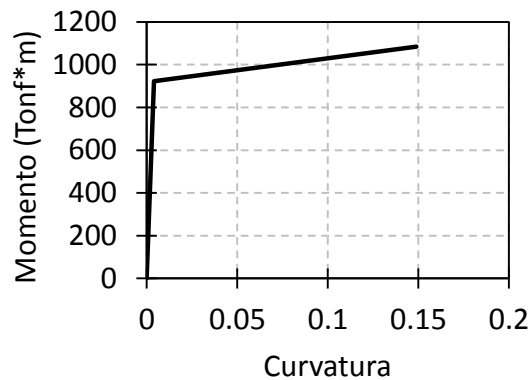


Fig. I.20. Curva Momento-Curvatura para la columna C18 del marco de 17 niveles.

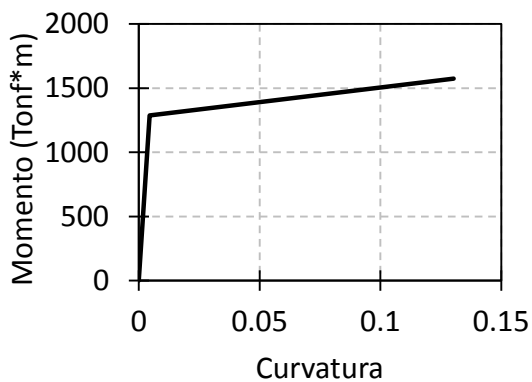


Fig. I.21. Curva Momento-Curvatura para la columna C19 del marco de 17 niveles.

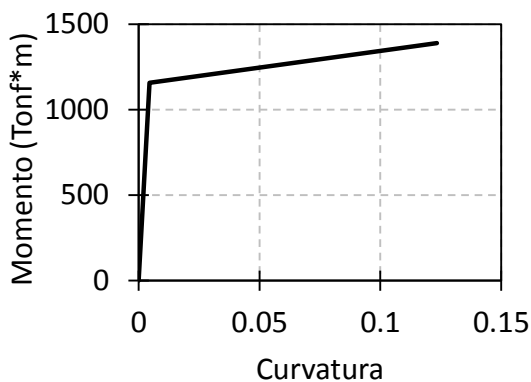


Fig. I.22. Curva Momento-Curvatura para la columna C20 del marco de 17 niveles.

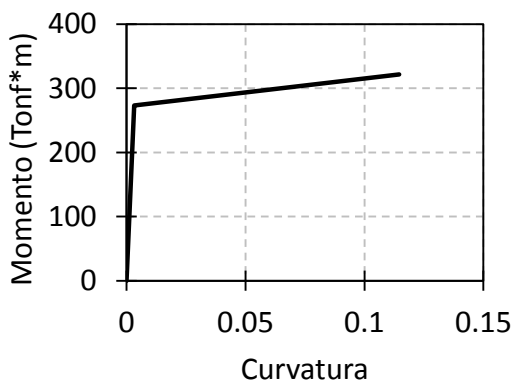


Fig. I.23. Curva Momento-Curvatura para la columna C7 del marco de 25 niveles.

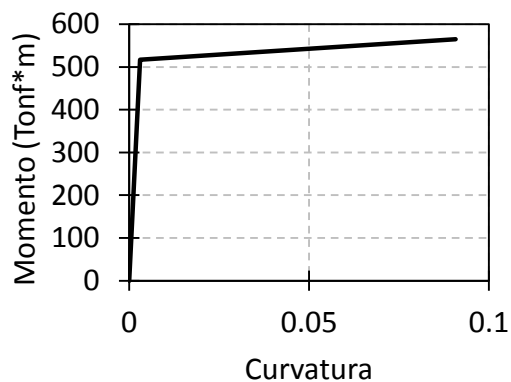


Fig. I.24. Curva Momento-Curvatura para la columna C6 del marco de 25 niveles.

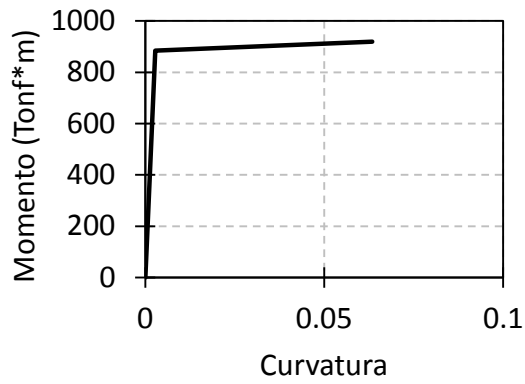


Fig. I.25. Curva Momento-Curvatura para la columna C5 del marco de 25 niveles.

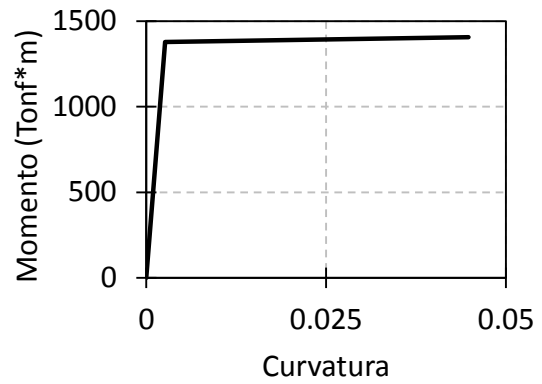


Fig. I.26. Curva Momento-Curvatura para la columna C4 del marco de 25 niveles.

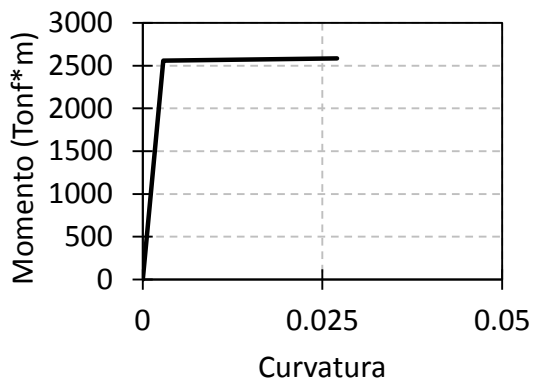


Fig. I.27. Curva Momento-Curvatura para la columna C2 del marco de 25 niveles.

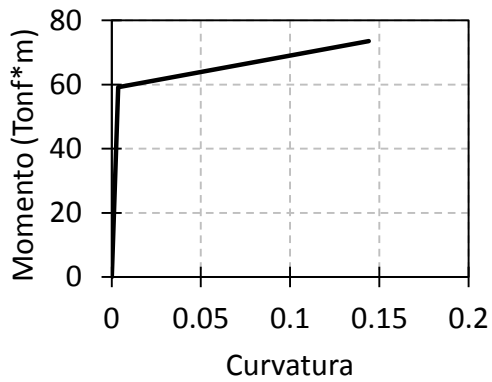


Fig. I.28. Curva Momento-Curvatura para la viga V9 del marco de 15 niveles.

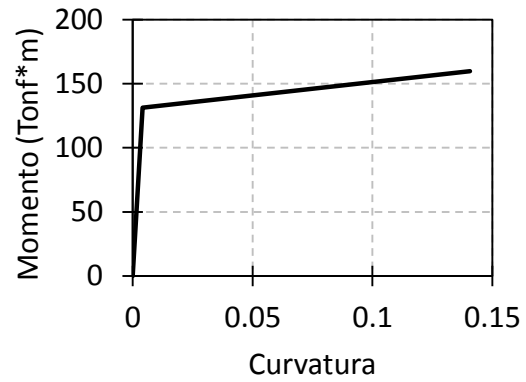


Fig. I.29. Curva Momento-Curvatura para la viga V8 del marco de 15 niveles.

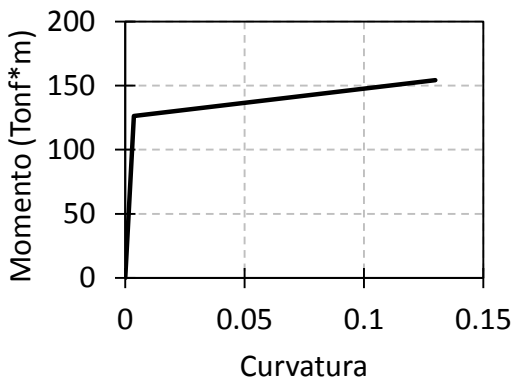


Fig. I.30. Curva Momento-Curvatura para la viga V7 del marco de 15 niveles.

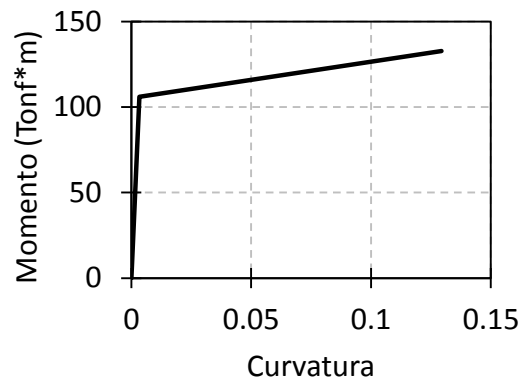


Fig. I.31. Curva Momento-Curvatura para la viga V5 del marco de 15 niveles.

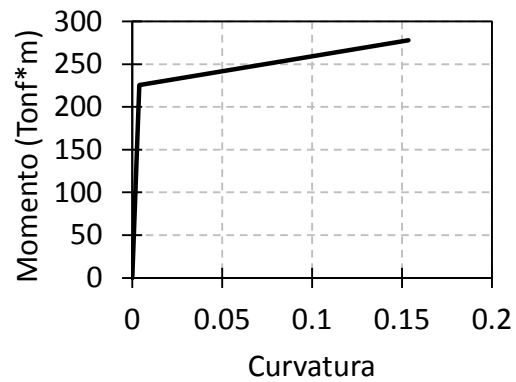


Fig. I.32. Curva Momento-Curvatura para la viga V3 del marco de 15 niveles.

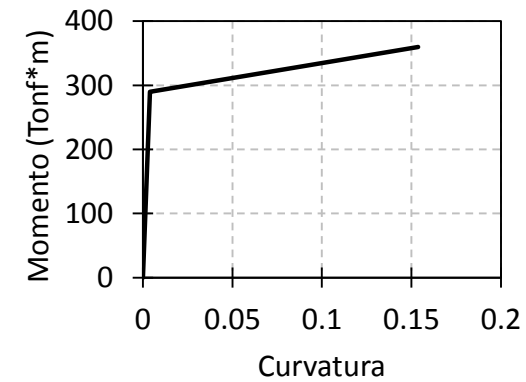


Fig. I.33. Curva Momento-Curvatura para la viga V1 del marco de 15 niveles.

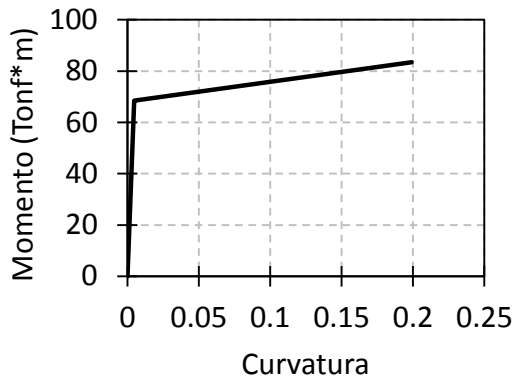


Fig. I.34. Curva Momento-Curvatura para la viga V1 del marco de 17 niveles.

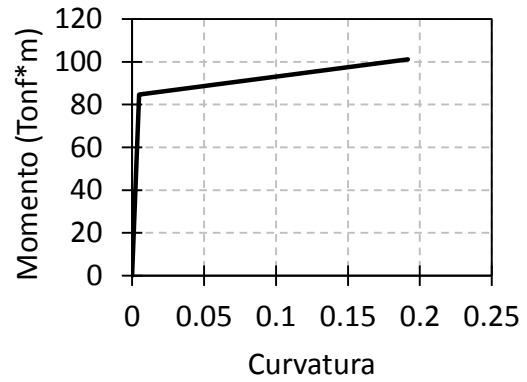


Fig. I.35. Curva Momento-Curvatura para la viga V2 del marco de 17 niveles.

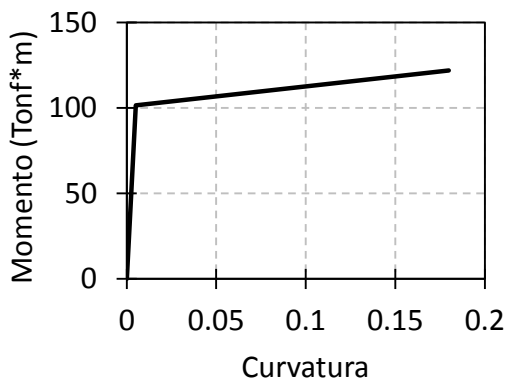


Fig. I.36. Curva Momento-Curvatura para la viga V3 del marco de 17 niveles.

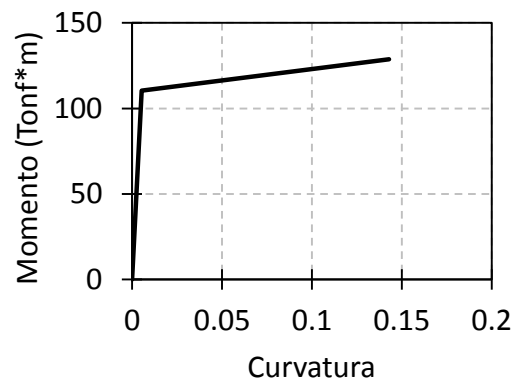


Fig. I.37. Curva Momento-Curvatura para la viga V4 del marco de 17 niveles.

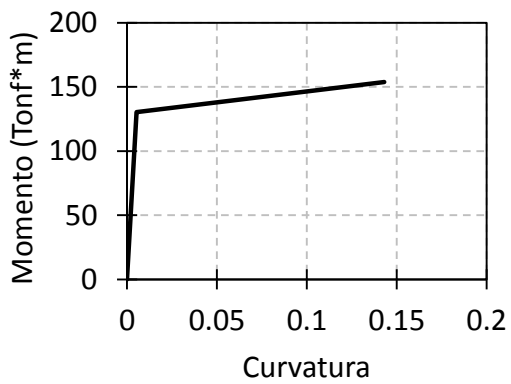


Fig. I.38. Curva Momento-Curvatura para la viga V5 del marco de 17 niveles.

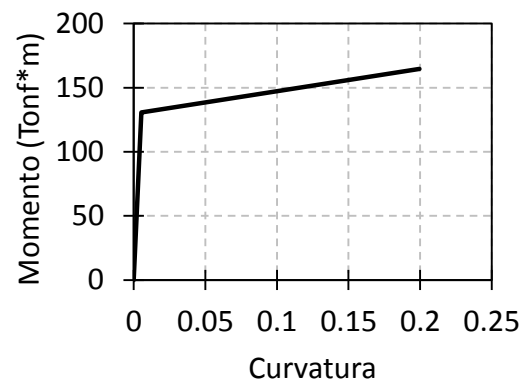


Fig. I.39. Curva Momento-Curvatura para la viga V6 del marco de 17 niveles.

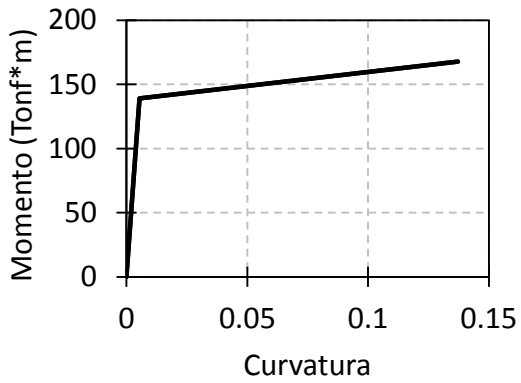


Fig. I.40. Curva Momento-Curvatura para la viga V7 del marco de 17 niveles.

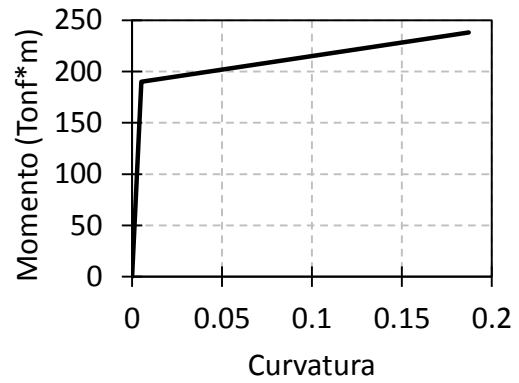


Fig. I.41. Curva Momento-Curvatura para la viga V8 del marco de 17 niveles.

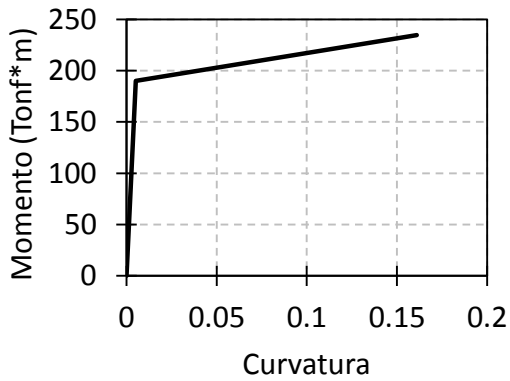


Fig. I.42. Curva Momento-Curvatura para la viga V9 del marco de 17 niveles.

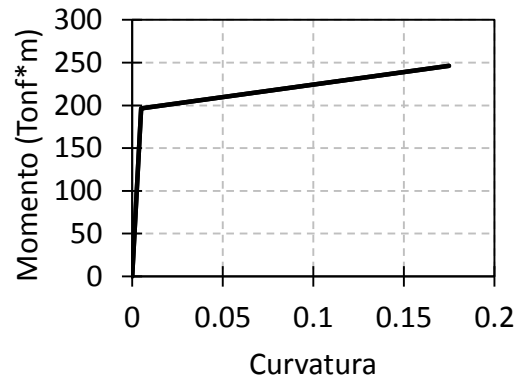


Fig. I.43. Curva Momento-Curvatura para la viga V10 del marco de 17 niveles.

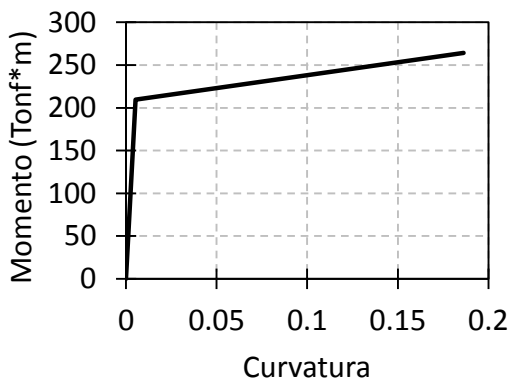


Fig. I.44. Curva Momento-Curvatura para la viga V11 del marco de 17 niveles.

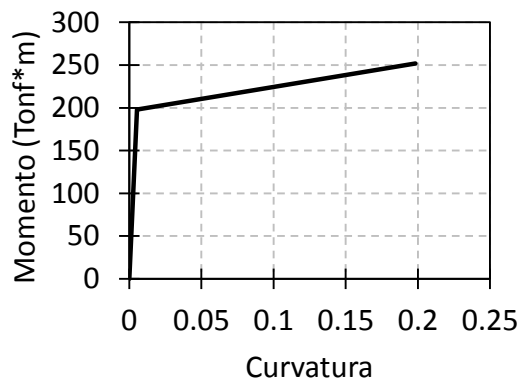


Fig. I.45. Curva Momento-Curvatura para la viga V12 del marco de 17 niveles.

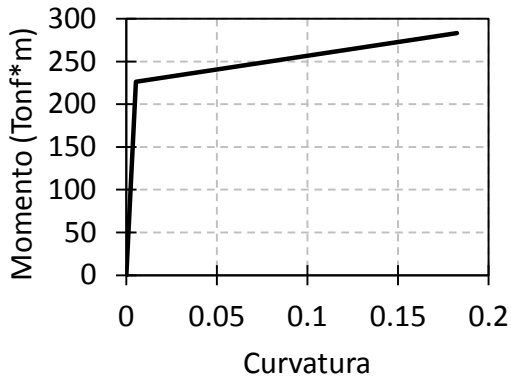


Fig. I.46. Curva Momento-Curvatura para la viga V13 del marco de 17 niveles.

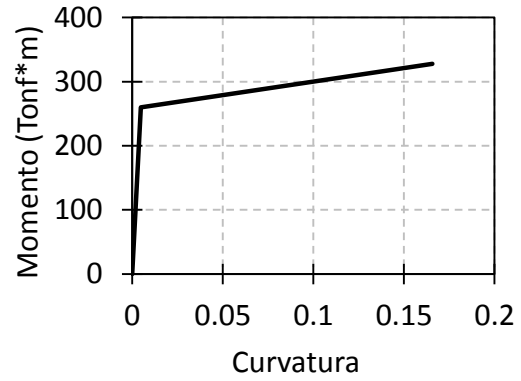


Fig. I.47. Curva Momento-Curvatura para la viga V14 del marco de 17 niveles.

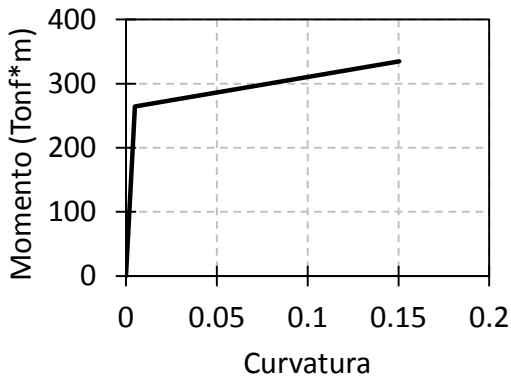


Fig. I.48. Curva Momento-Curvatura para la viga V15 del marco de 17 niveles.

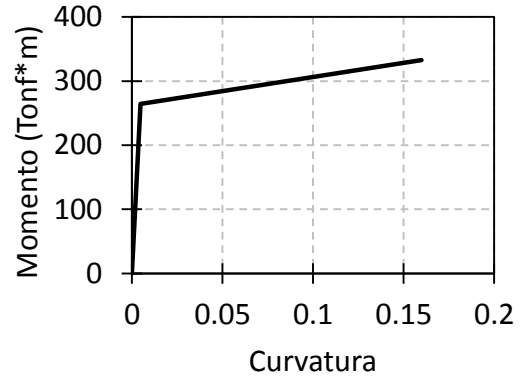


Fig. I.49. Curva Momento-Curvatura para la viga V16 del marco de 17 niveles.

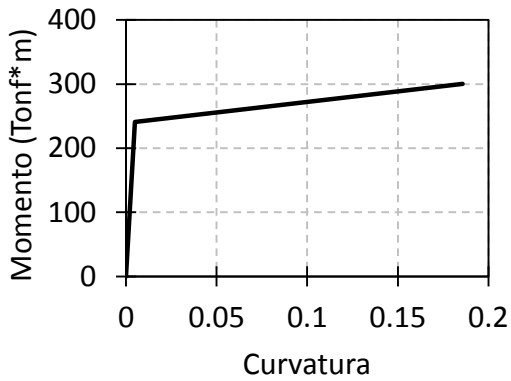


Fig. I.50. Curva Momento-Curvatura para la viga V17 del marco de 17 niveles.

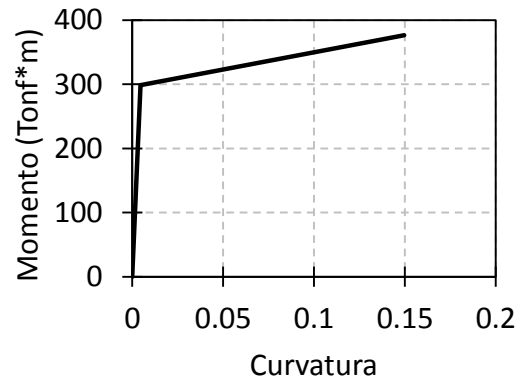


Fig. I.51. Curva Momento-Curvatura para la viga V18 del marco de 17 niveles.

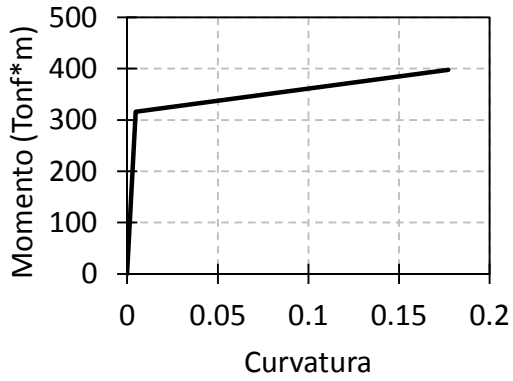


Fig. I.52. Curva Momento-Curvatura para la viga V19 del marco de 17 niveles.

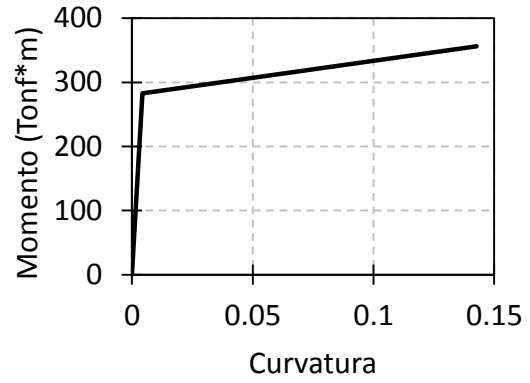


Fig. I.53. Curva Momento-Curvatura para la viga V20 del marco de 17 niveles.

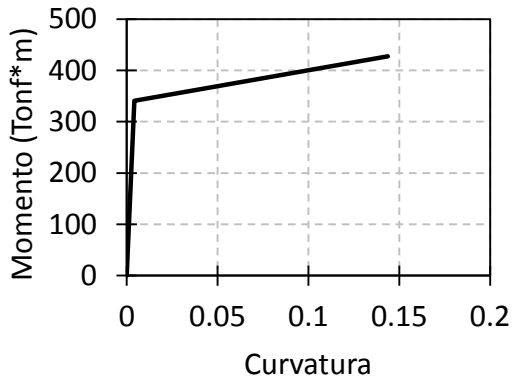


Fig. I.54. Curva Momento-Curvatura para la viga V21 del marco de 17 niveles.

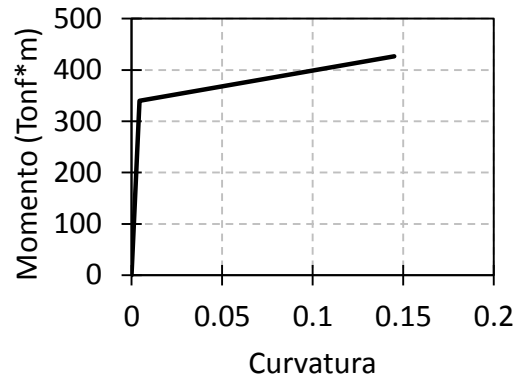


Fig. I.55. Curva Momento-Curvatura para la viga V22 del marco de 17 niveles.

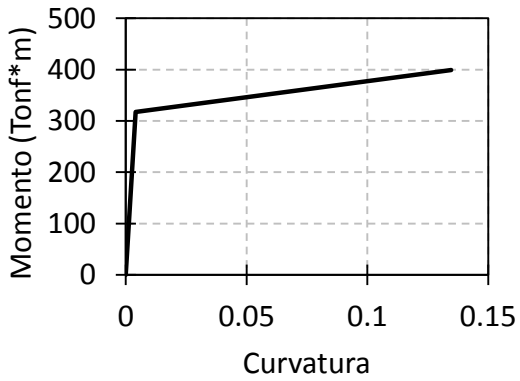


Fig. I.56. Curva Momento-Curvatura para la viga V23 del marco de 17 niveles.

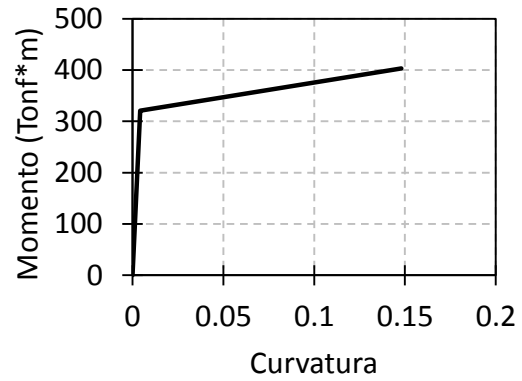


Fig. I.57. Curva Momento-Curvatura para la viga V24 del marco de 17 niveles.

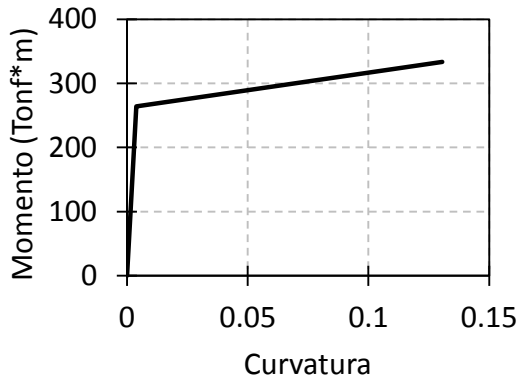


Fig. I.58. Curva Momento-Curvatura para la viga V25 del marco de 17 niveles.

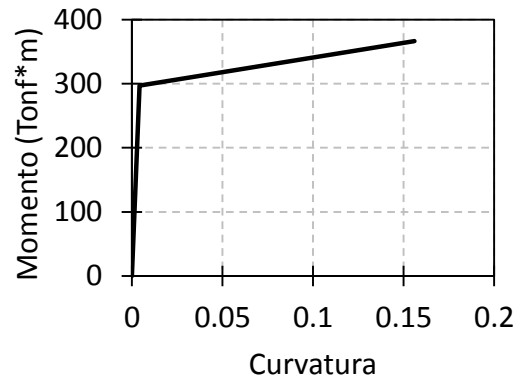


Fig. I.59. Curva Momento-Curvatura para la viga V26 del marco de 17 niveles.

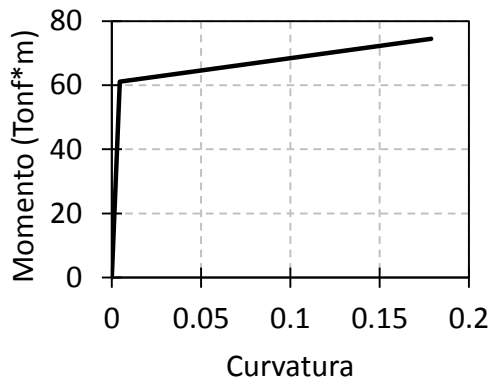


Fig. I.60. Curva Momento-Curvatura para la viga V50i del marco de 25 niveles.

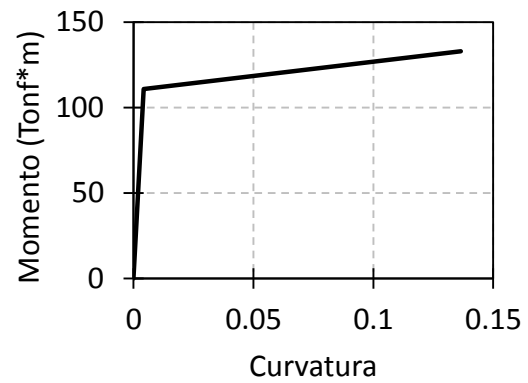


Fig. I.61. Curva Momento-Curvatura para la viga V49i del marco de 25 niveles.

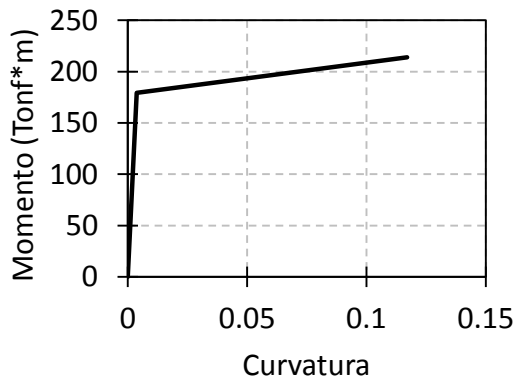


Fig. I.62. Curva Momento-Curvatura para la viga V47j del marco de 25 niveles.

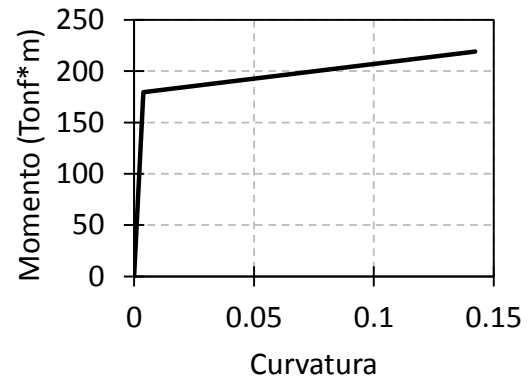


Fig. I.63. Curva Momento-Curvatura para la viga V47i del marco de 25 niveles.

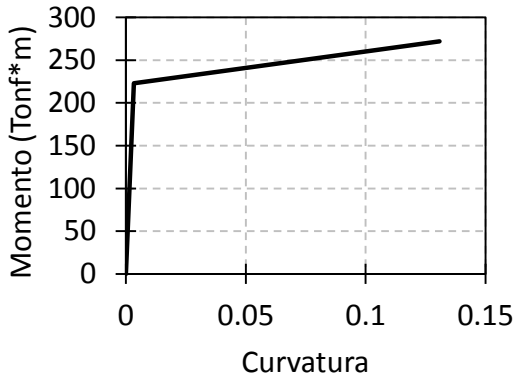


Fig. I.64. Curva Momento-Curvatura para la viga V41j del marco de 25 niveles.

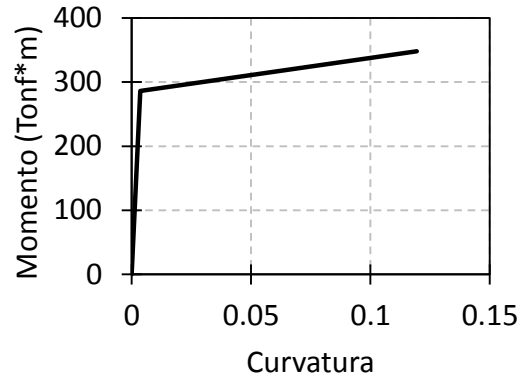


Fig. I.65. Curva Momento-Curvatura para la viga V41i del marco de 25 niveles.

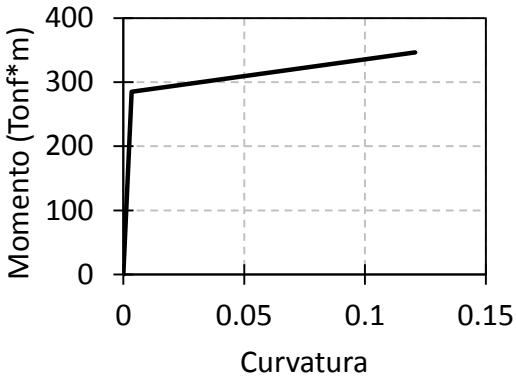


Fig. I.66. Curva Momento-Curvatura para la viga V35j del marco de 25 niveles.

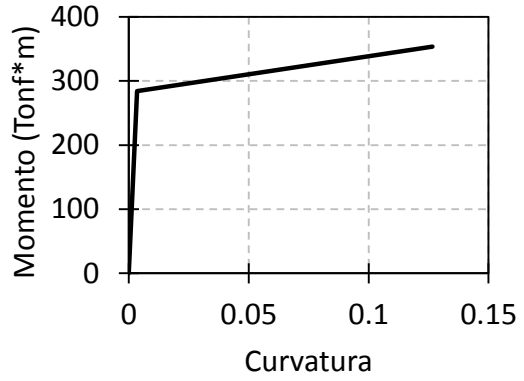


Fig. I.67. Curva Momento-Curvatura para la viga V35i del marco de 25 niveles.

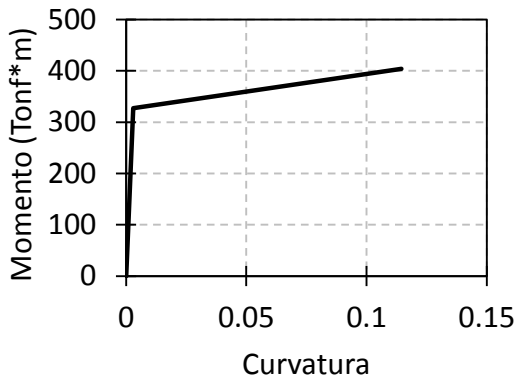


Fig. I.68. Curva Momento-Curvatura para la viga V26j del marco de 25 niveles.

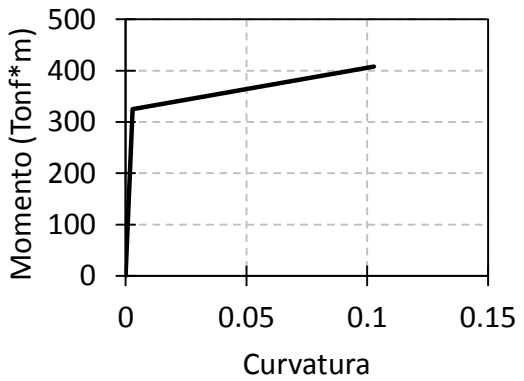


Fig. I.69. Curva Momento-Curvatura para la viga V26i del marco de 25 niveles.

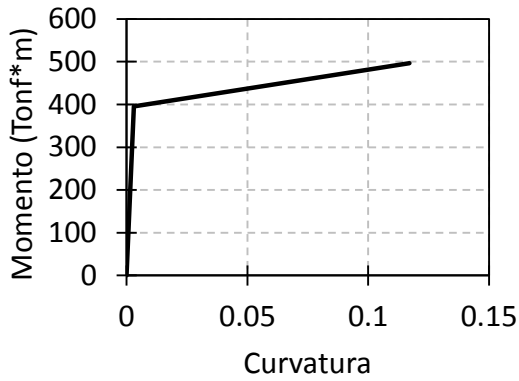


Fig. I.70. Curva Momento-Curvatura para la viga V17j del marco de 25 niveles.

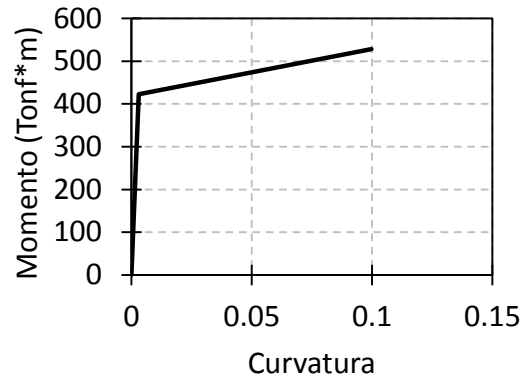


Fig. I.71. Curva Momento-Curvatura para la viga V17i del marco de 25 niveles.

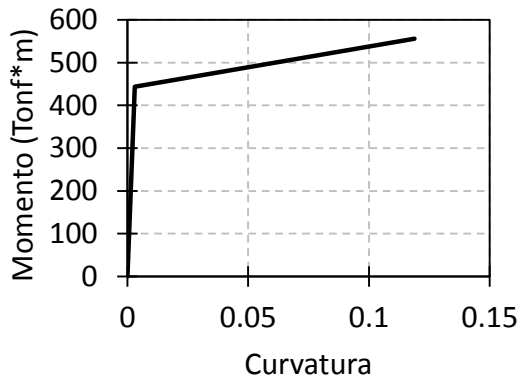


Fig. I.72. Curva Momento-Curvatura para la viga V8j del marco de 25 niveles.

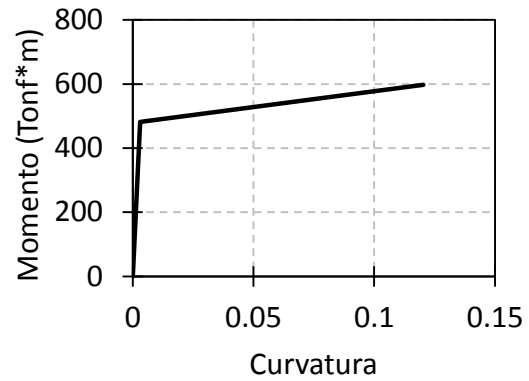


Fig. I.73. Curva Momento-Curvatura para la viga V8i del marco de 25 niveles.

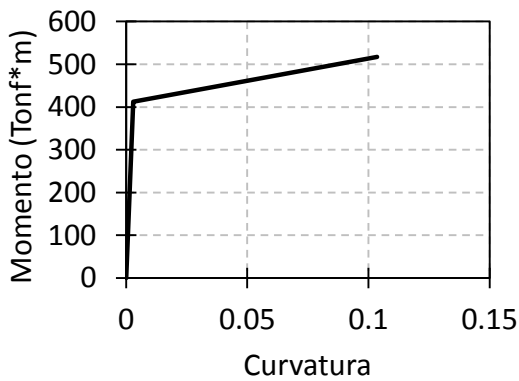


Fig. I.74. Curva Momento-Curvatura para la viga V1i del marco de 25 niveles.

ANEXO II ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICOS

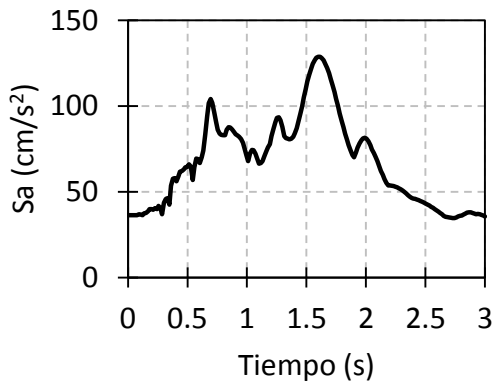


Fig. II.1. Espectro de respuesta ID 38
AL140995 EW.

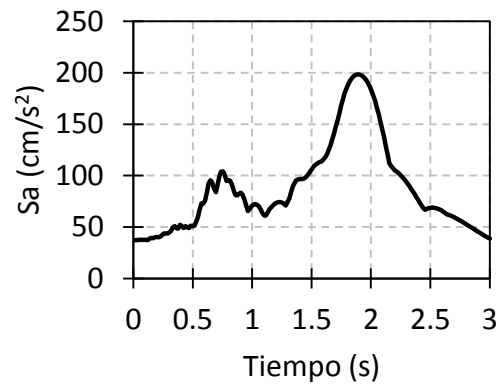


Fig. II.2. Espectro de respuesta ID 38
AL140995 NS.

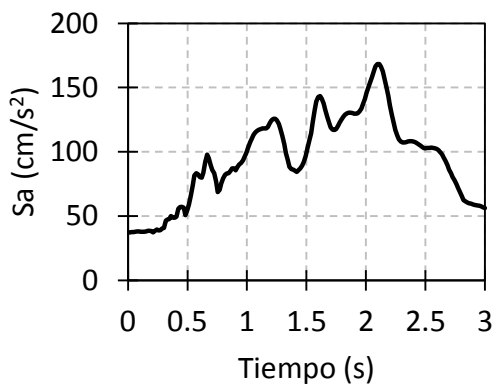


Fig. II.3. Espectro de respuesta ID 2
AL250489 EW.

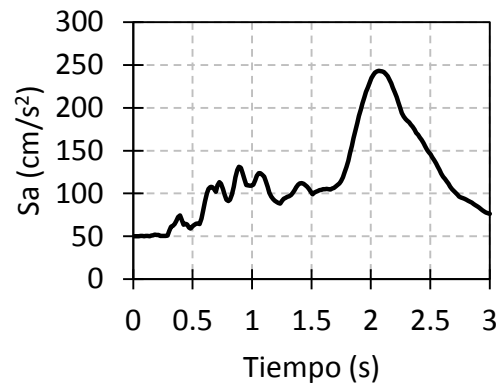


Fig. II.4. Espectro de respuesta ID 2
AL250489 NS.

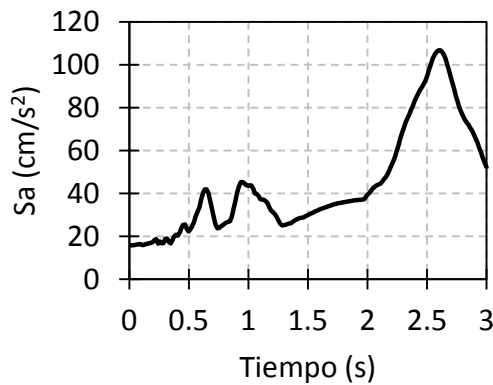


Fig. II.5. Espectro de respuesta ID 25
BA101294 EW.

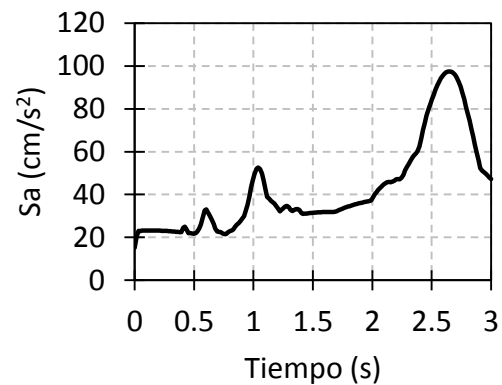


Fig. II.6. Espectro de respuesta ID 25
BA101294 NS.

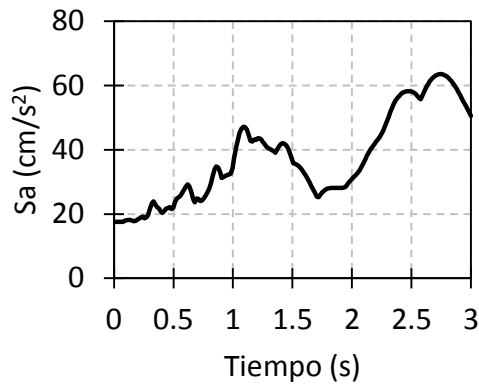


Fig. II.7. Espectro de respuesta ID 16
BA241093 EW.

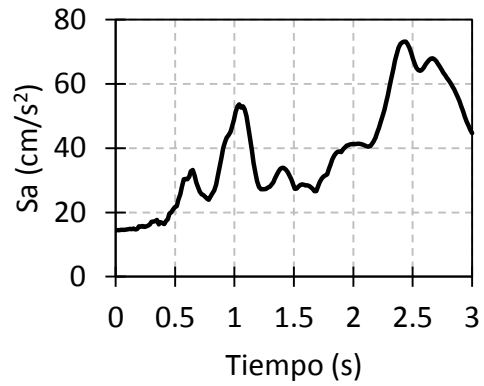


Fig. II.8. Espectro de respuesta ID 16
BA241093 NS.

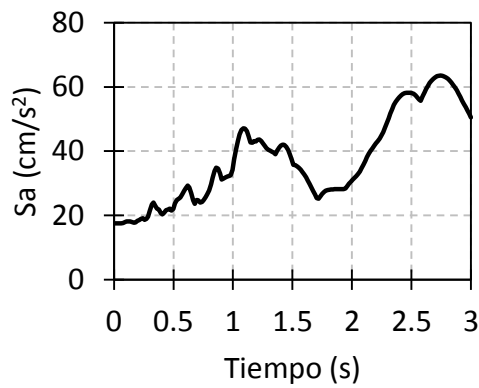


Fig. II.9. Espectro de respuesta ID 26
BL101294 EW.

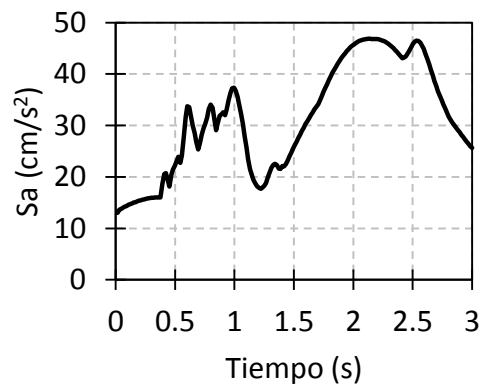


Fig. II.10. Espectro de respuesta ID 26
BL101294 NS.

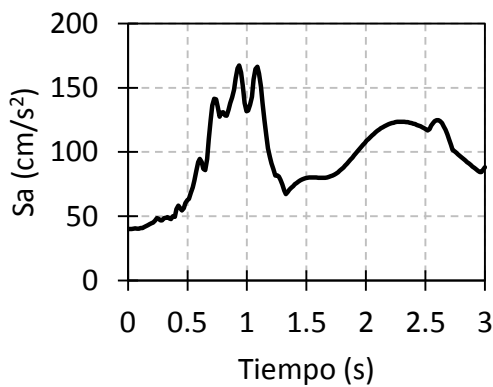


Fig. II.11. Espectro de respuesta ID 3
BL250489 EW.

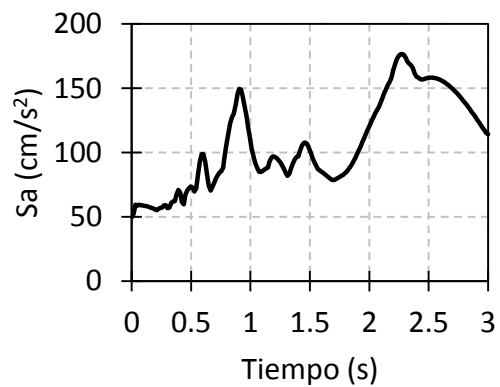


Fig. II.12. Espectro de respuesta ID 3
BL250489 NS.

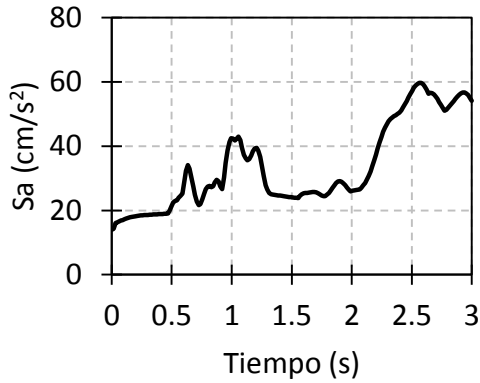


Fig. II.13. Espectro de respuesta ID 27 CA101294 EW.

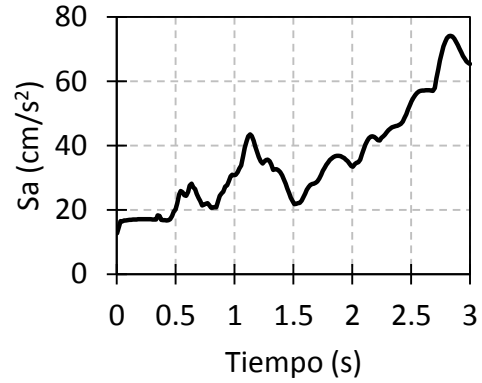


Fig. II.14. Espectro de respuesta ID 27 CA101294 NS.

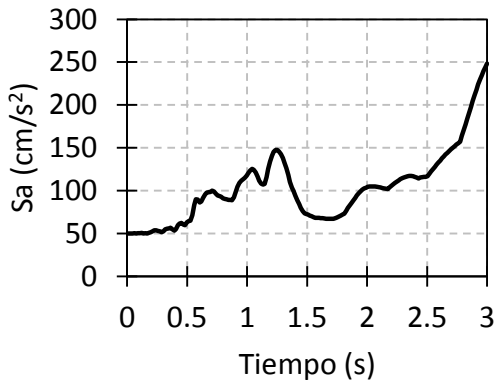


Fig. II.15. Espectro de respuesta ID 4 CA250489 EW.

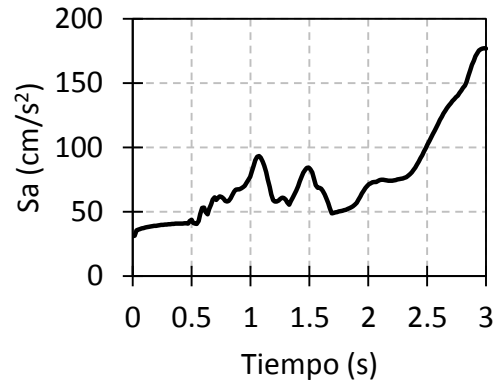


Fig. II.16. Espectro de respuesta ID 4 CA250489 NS.

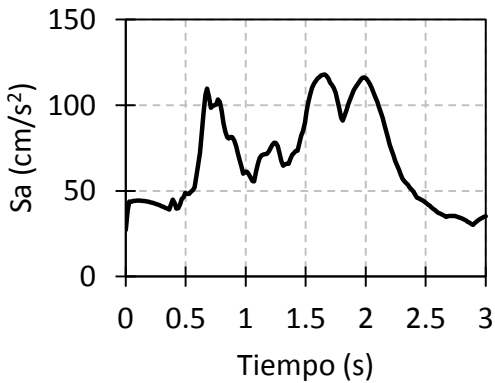


Fig. II.17. Espectro de respuesta ID 39 CJ140995 EW.

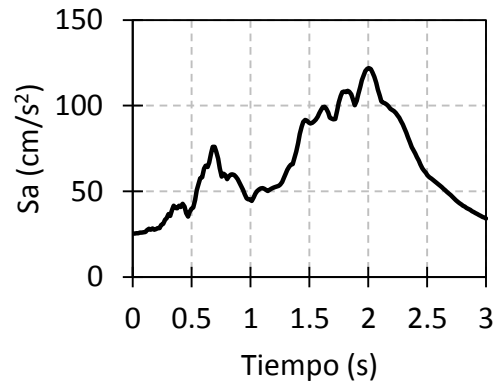


Fig. II.18. Espectro de respuesta ID 39 CJ140995 NS.

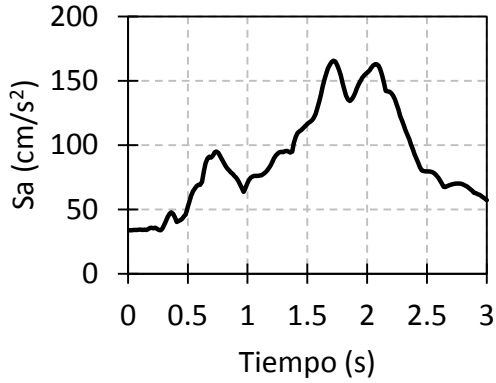


Fig. II.19. Espectro de respuesta ID 5 CJ250489 EW.

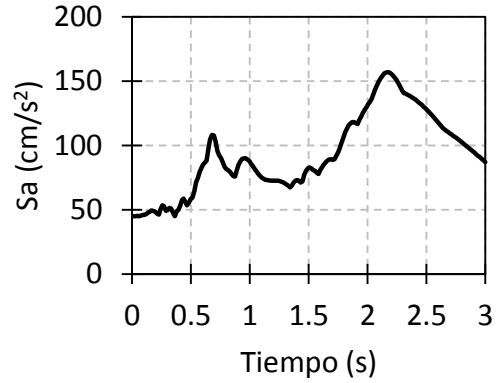


Fig. II.20. Espectro de respuesta ID 5 CJ250489 NS.

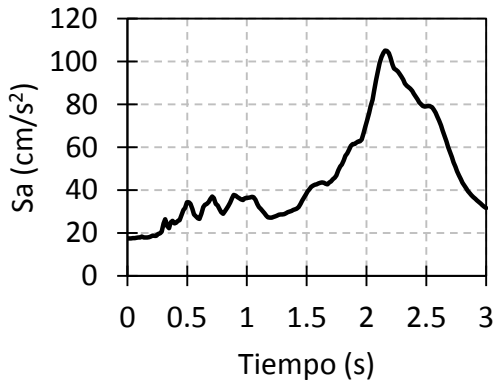


Fig. II.21. Espectro de respuesta ID 28 CO101294 EW.

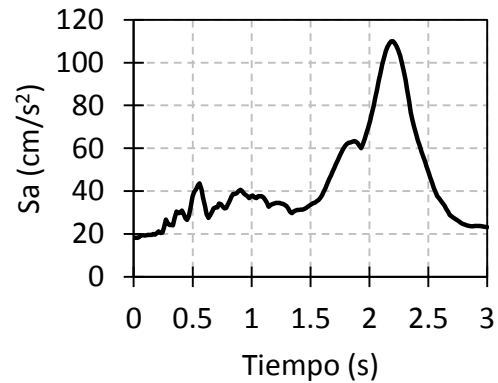


Fig. II.22. Espectro de respuesta ID 28 CO101294 NS.

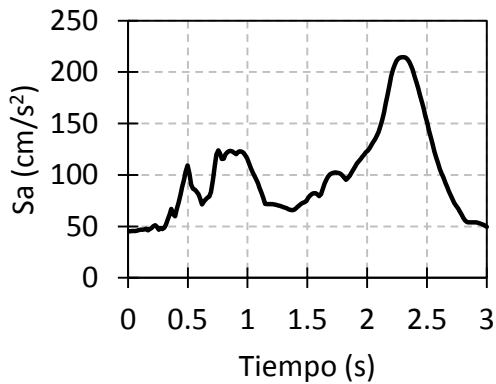


Fig. II.23. Espectro de respuesta ID 40 CO140995 EW.

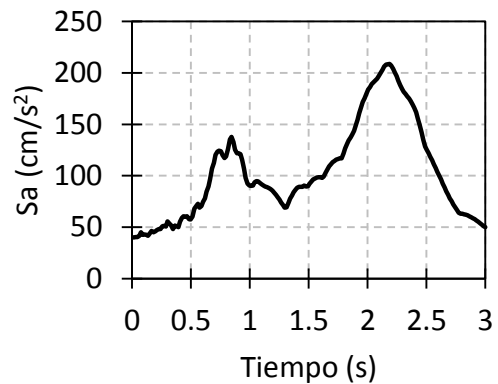


Fig. II.24. Espectro de respuesta ID 40 CO140995 NS.

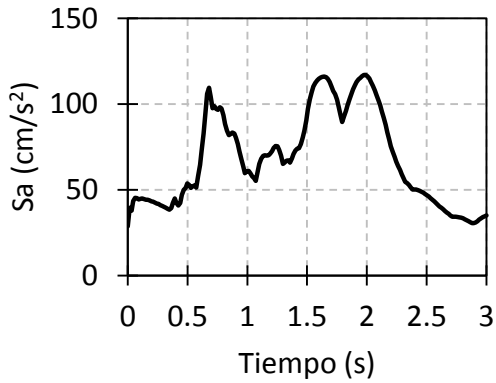


Fig. II.25. Espectro de respuesta ID 41 CUPJ140995 EW.

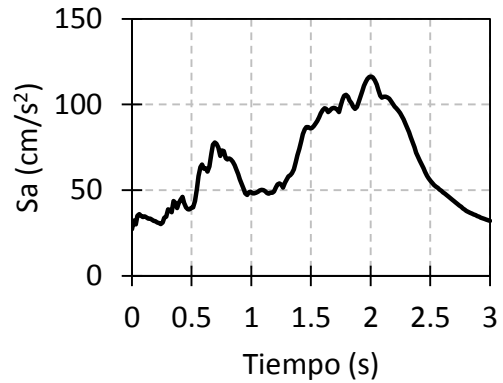


Fig. II.26. Espectro de respuesta ID 41 CUPJ140995 NS.

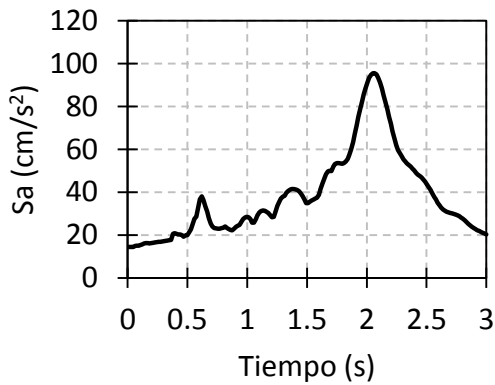


Fig. II.27. Espectro de respuesta ID 29 GA101294 EW.

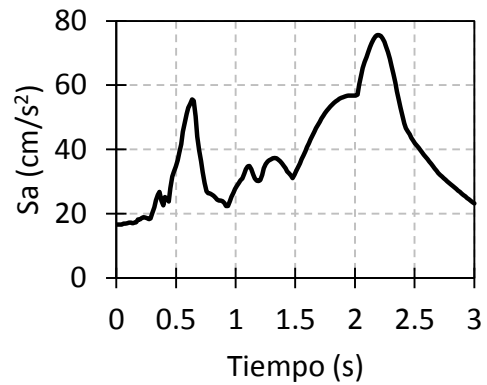


Fig. II.28. Espectro de respuesta ID 29 GA101294 NS.

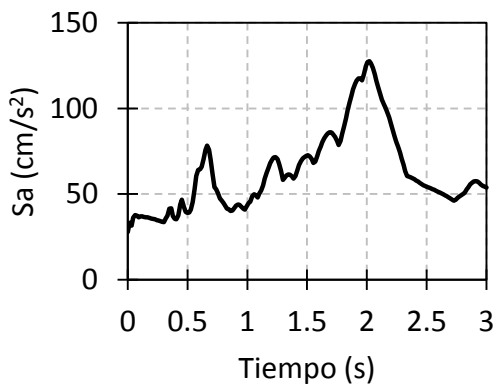


Fig. II.29. Espectro de respuesta ID 42 GA140995 EW.

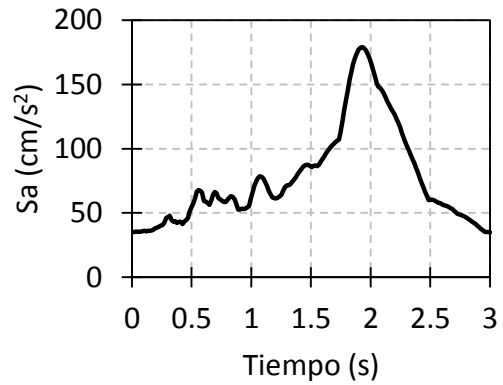


Fig. II.30. Espectro de respuesta ID 42 GA140995NS.

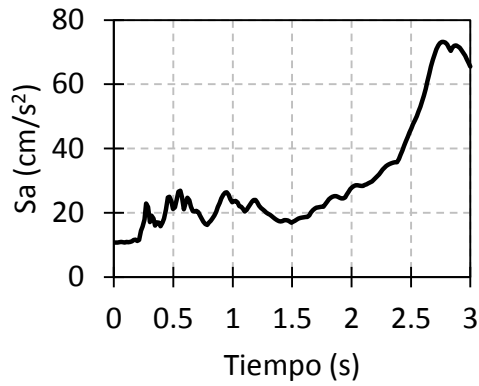


Fig. II.31. Espectro de respuesta ID 30 JA101294 EW.

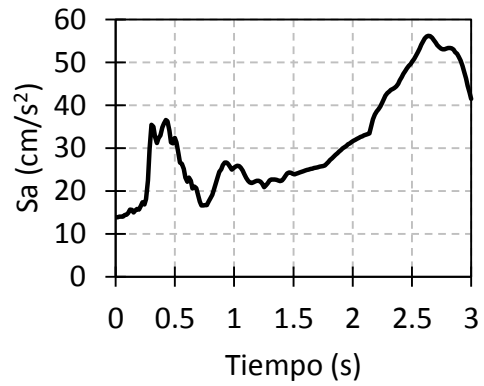


Fig. II.32. Espectro de respuesta ID 30 JA101294 NS.

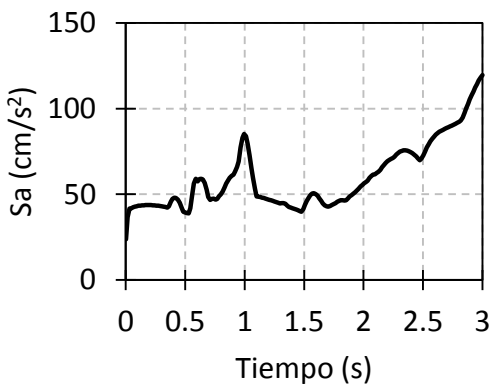


Fig. II.33. Espectro de respuesta ID 43 JA140995 EW.

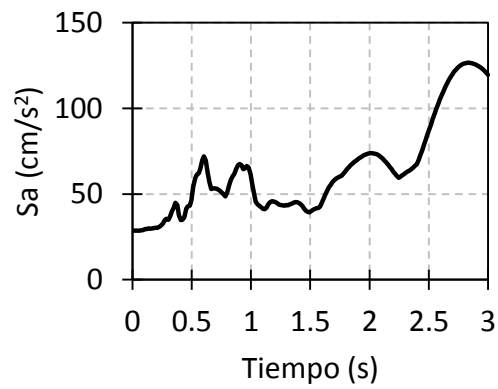


Fig. II.34. Espectro de respuesta ID 43 JA140995 NS.

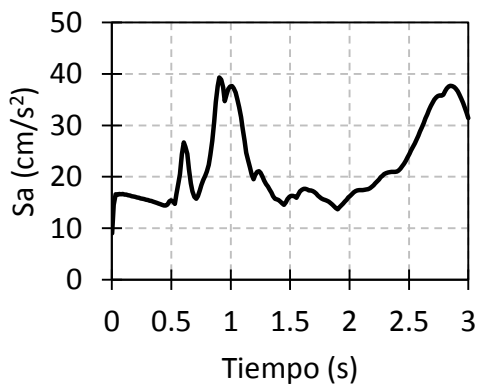


Fig. II.35. Espectro de respuesta ID 17 JA241093 EW.

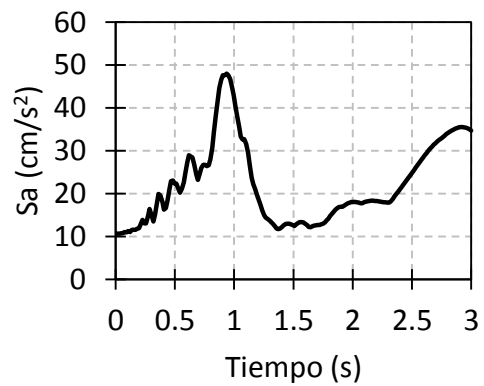


Fig. II.36. Espectro de respuesta ID 17 JA241093 NS.

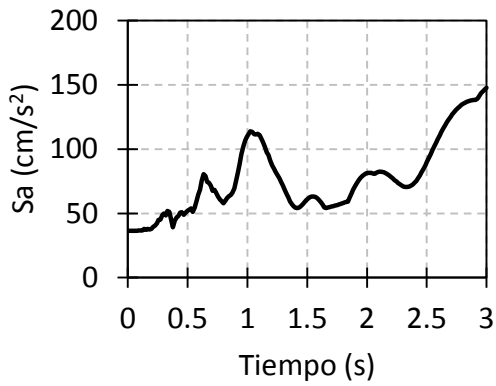


Fig. II.37. Espectro de respuesta ID 6 JA250489 EW.

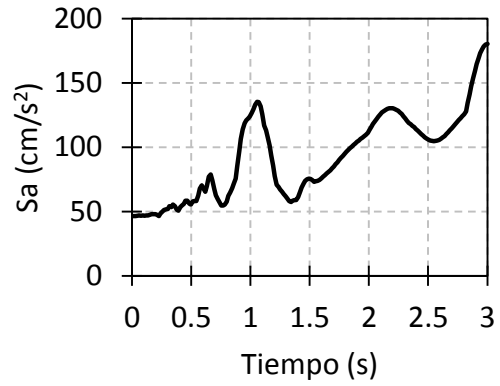


Fig. II.38. Espectro de respuesta ID 6 JA250489 NS.

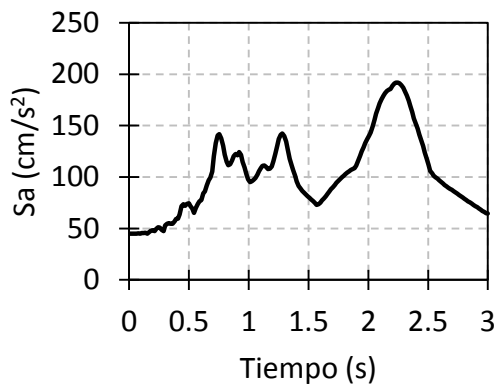


Fig. II.39. Espectro de respuesta ID 7 LI250489 EW.

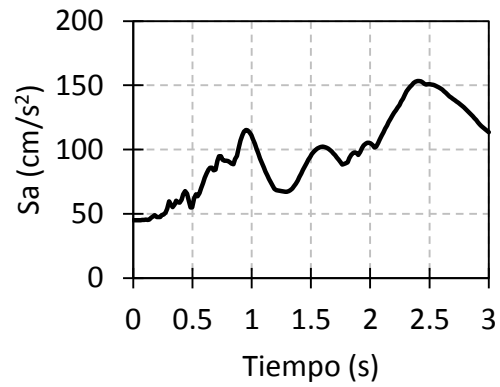


Fig. II.40. Espectro de respuesta ID 7 LI250489 NS.

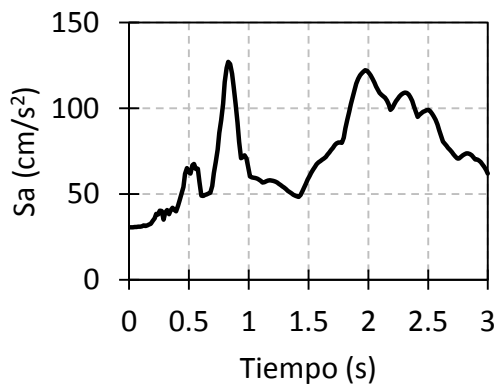


Fig. II.41. Espectro de respuesta ID 44 PE140995 EW.

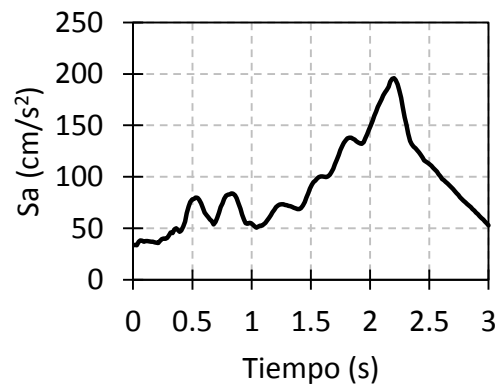


Fig. II.42. Espectro de respuesta ID 44 PE140995 NS.

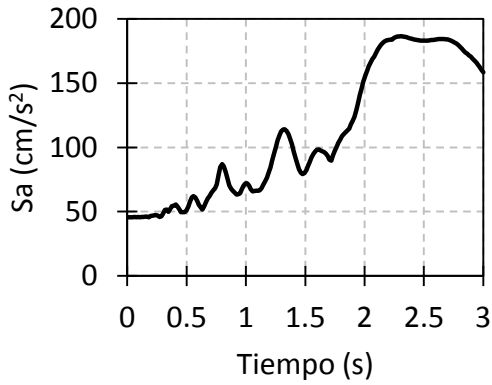


Fig. II.43. Espectro de respuesta ID 8 ROD250489 EW.

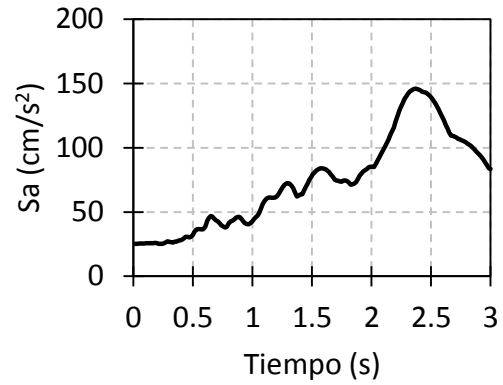


Fig. II.44. Espectro de respuesta ID 8 ROD250489 NS.

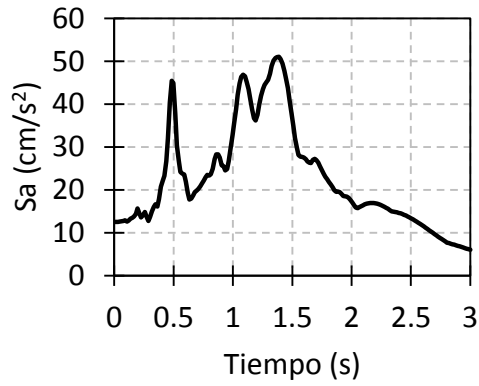


Fig. II.45. Espectro de respuesta ID 31 ROM101294 EW.

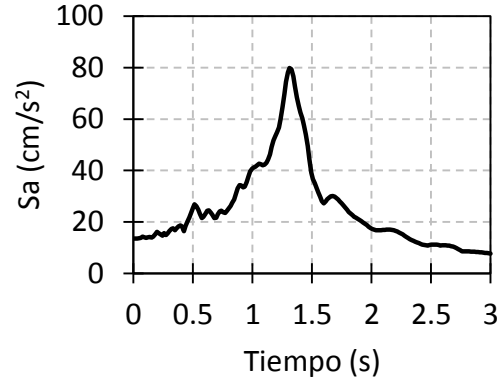


Fig. II.46. Espectro de respuesta ID 31 ROM101294 NS.

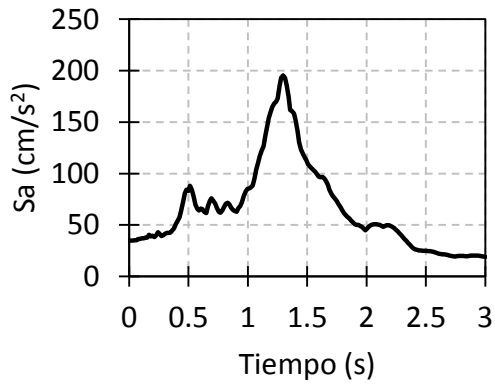


Fig. II.47. Espectro de respuesta ID 45 ROM140995 EW.

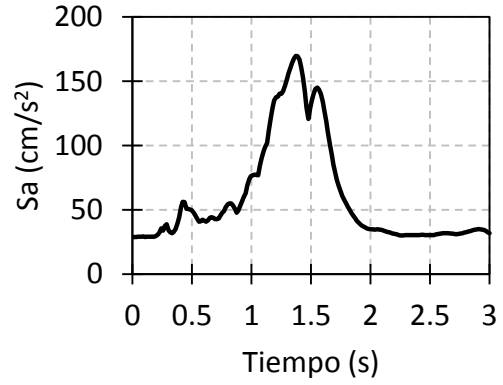


Fig. II.48. Espectro de respuesta ID 45 ROM140995 NS.

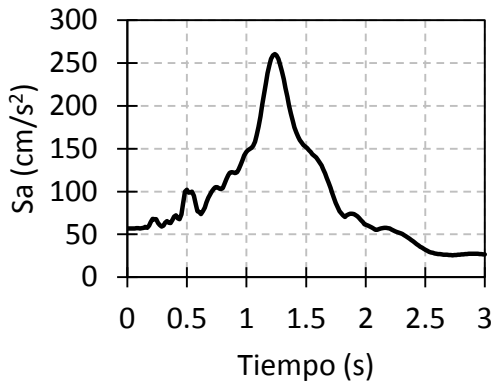


Fig. II.49. Espectro de respuesta ID 9 ROM250489 EW.

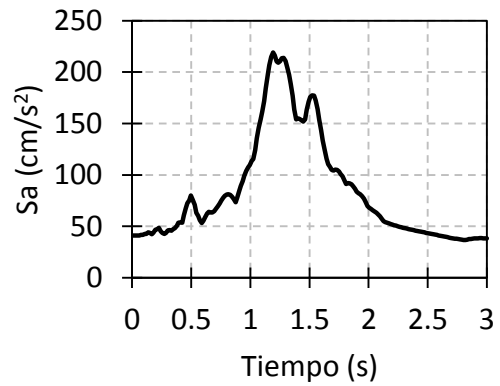


Fig. II.50. Espectro de respuesta ID 9 ROM250489 NS.

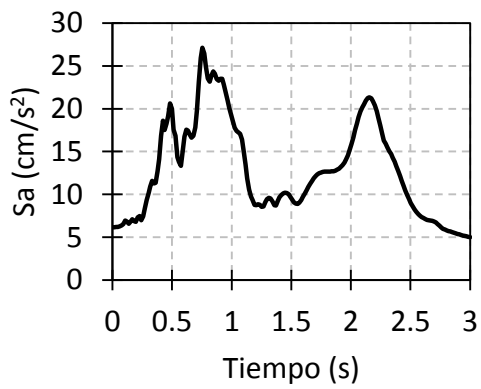


Fig. II.51. Espectro de respuesta ID 32 ROMAS101294 EW.

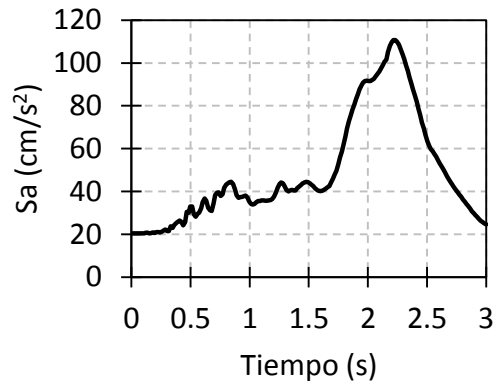


Fig. II.52. Espectro de respuesta ID 32 ROMAS101294 NS.

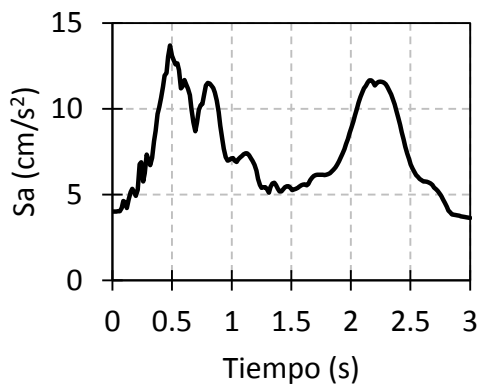


Fig. II.53. Espectro de respuesta ID 33 ROMBS101294 EW.

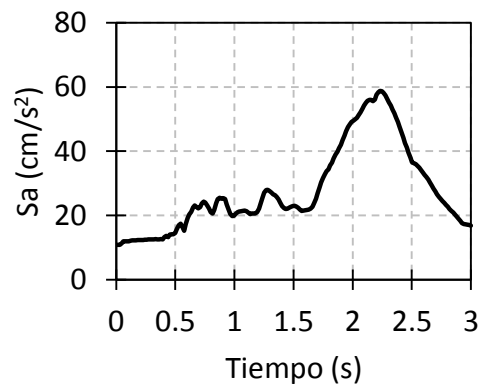


Fig. II.54. Espectro de respuesta ID 33 ROMBS101294 NS.

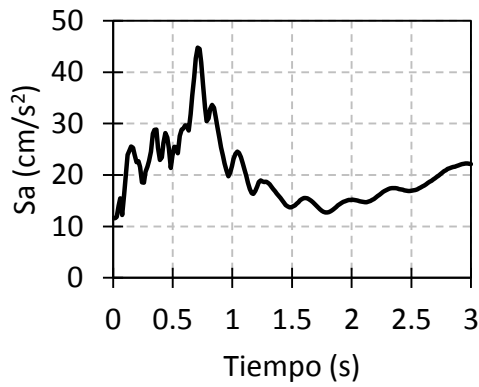


Fig. II.55. Espectro de respuesta ID 46 ROMBS140995 EW.

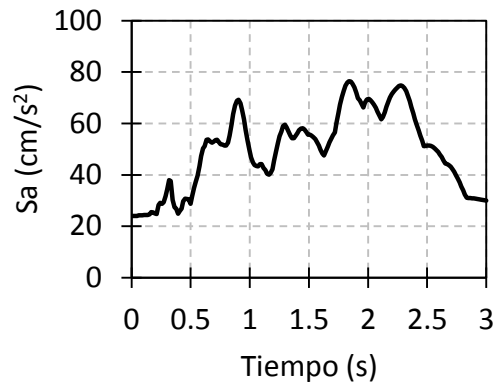


Fig. II.56. Espectro de respuesta ID 46 ROMBS140995 NS.

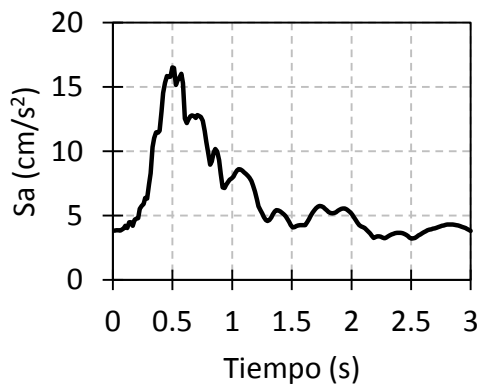


Fig. II.57. Espectro de respuesta ID 18 ROMBS241093 EW.

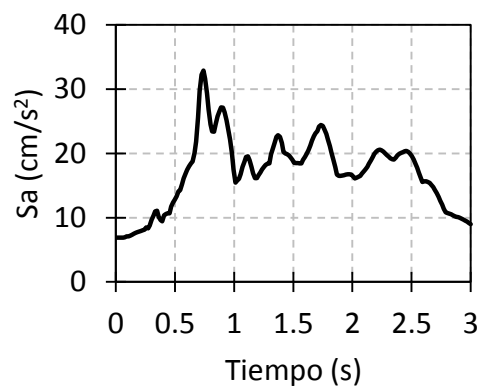


Fig. II.58. Espectro de respuesta ID 18 ROMBS241093 NS.

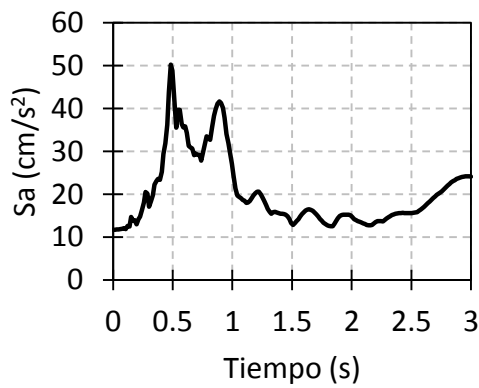


Fig. II.59. Espectro de respuesta ID 47 ROMCS140995 EW.

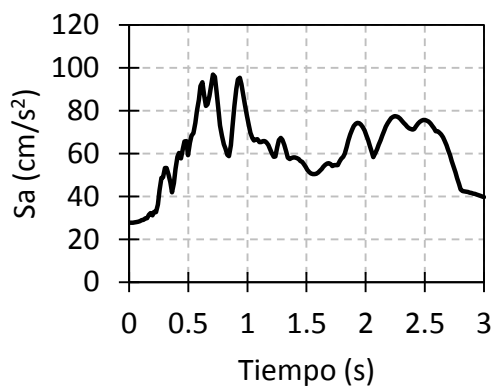


Fig. II.60. Espectro de respuesta ID 47 ROMCS140995 NS.

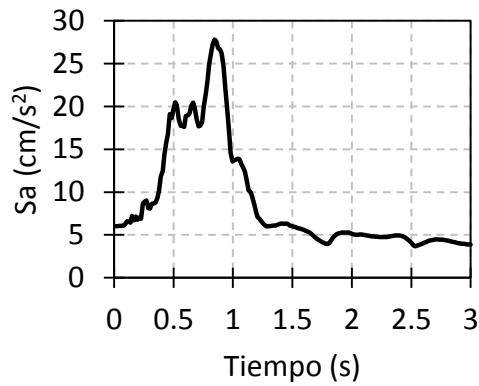


Fig. II.61. Espectro de respuesta ID 19 ROMCS241093 EW.

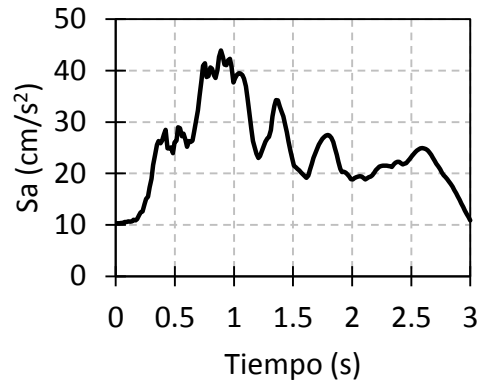


Fig. II.62. Espectro de respuesta ID 19 ROMCS241093 NS.

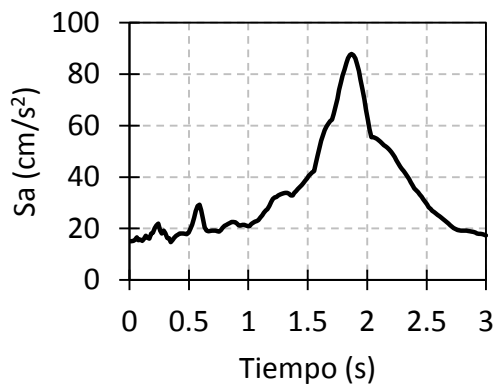


Fig. II.63. Espectro de respuesta ID 34 SCT101294 EW.

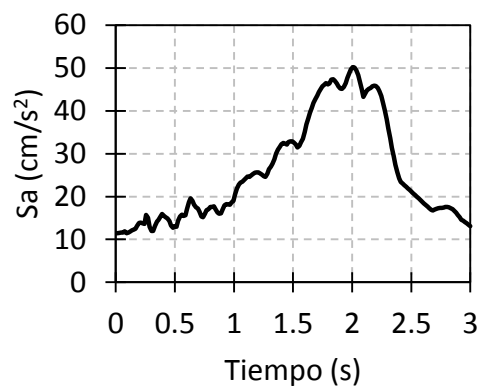


Fig. II.64. Espectro de respuesta ID 34 SCT101294 NS.

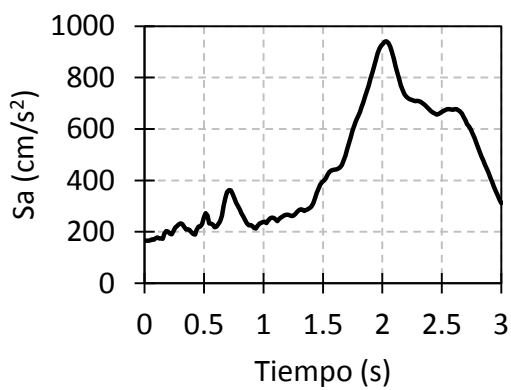


Fig. II.65. Espectro de respuesta ID 1 SCT190985 EW.

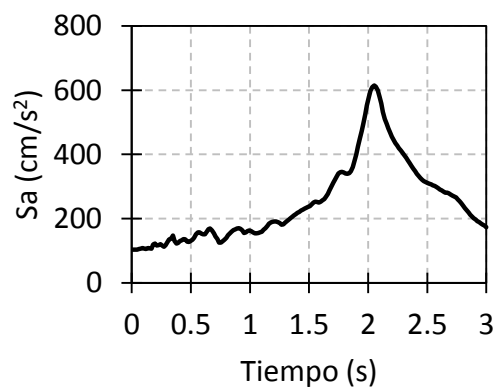


Fig. II.66. Espectro de respuesta ID 1 SCT190985 NS.

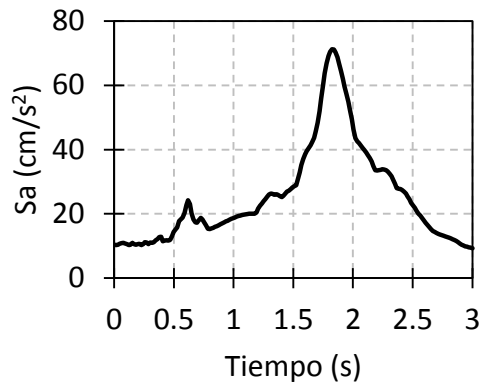


Fig. II.67. Espectro de respuesta ID 20
SCT241093 EW.

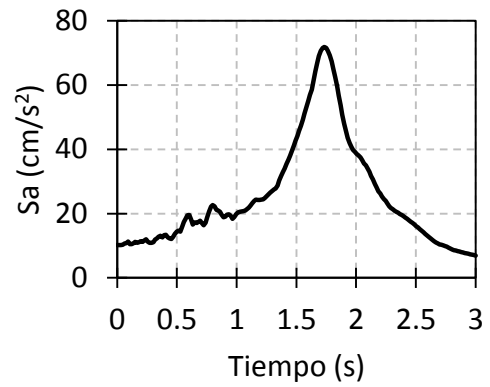


Fig. II.68. Espectro de respuesta ID 20
SCT241093 NS.

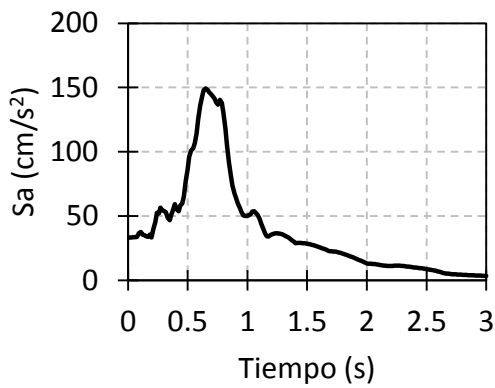


Fig. II.69. Espectro de respuesta ID 10
SI250489 EW.

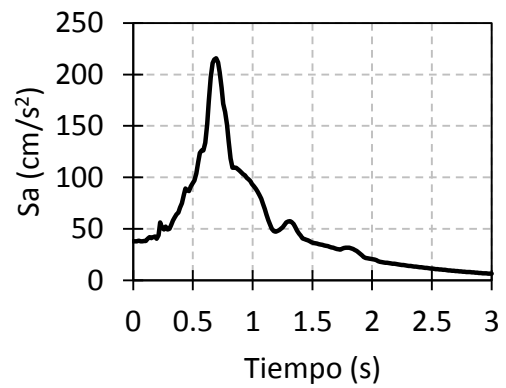


Fig. II.70. Espectro de respuesta ID 10
SI250489 NS.

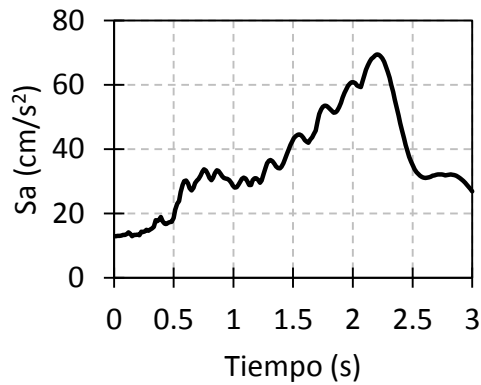


Fig. II.71. Espectro de respuesta ID 35
TL101294 EW.

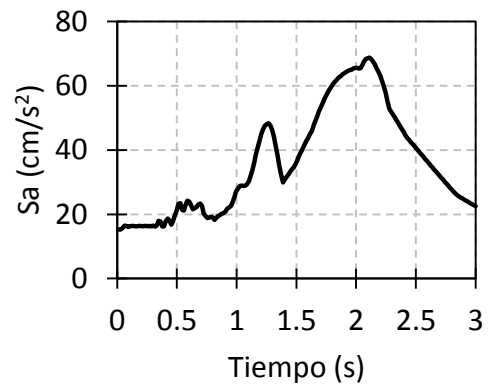


Fig. II.72. Espectro de respuesta ID 35
TL101294 NS.

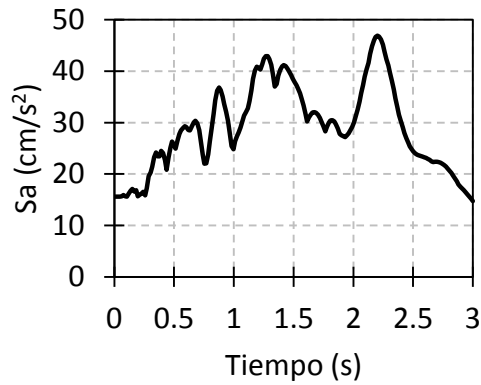


Fig. II.73. Espectro de respuesta ID 36 TL101294_2 EW.

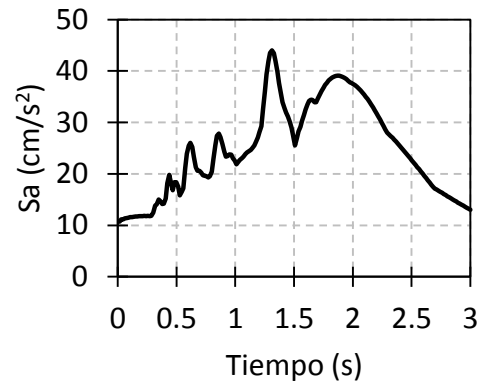


Fig. II.74. Espectro de respuesta ID 36 TL101294_2 NS.

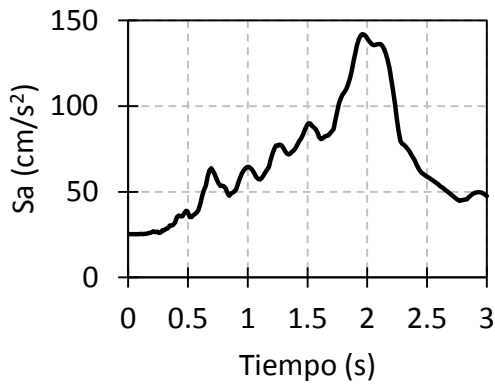


Fig. II.75. Espectro de respuesta ID 48 TL140995 EW.

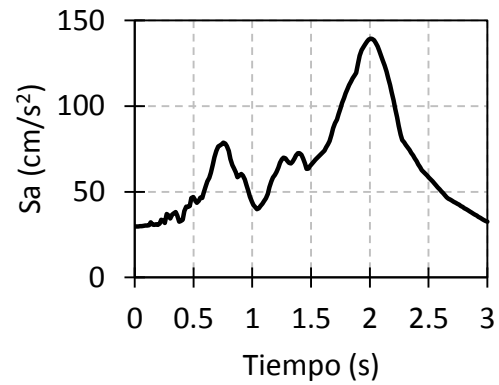


Fig. II.76. Espectro de respuesta ID 48 TL140995 NS.

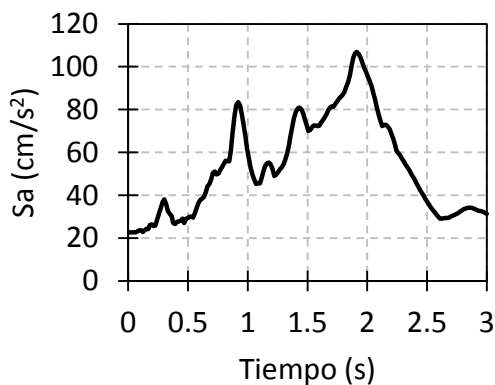


Fig. II.77. Espectro de respuesta ID 49 TL140995_2 EW.

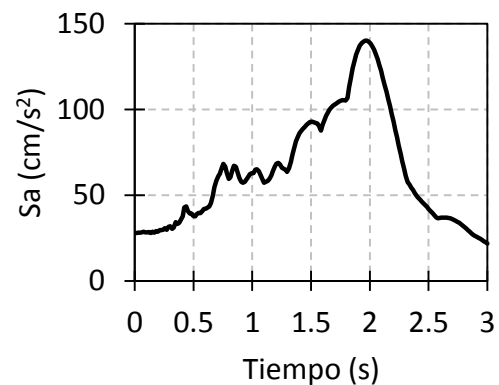


Fig. II.78. Espectro de respuesta ID 49 TL140995_2 NS.

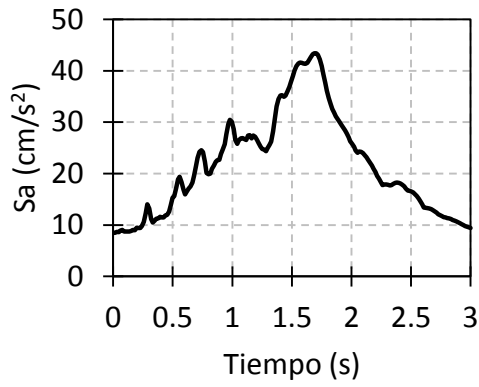


Fig. II.79. Espectro de respuesta ID 21 TL241093 EW.

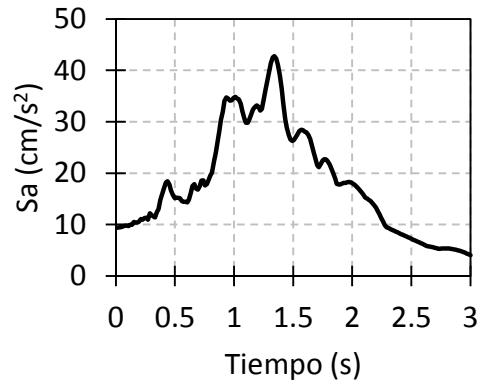


Fig. II.80. Espectro de respuesta ID 21 TL241093 NS.

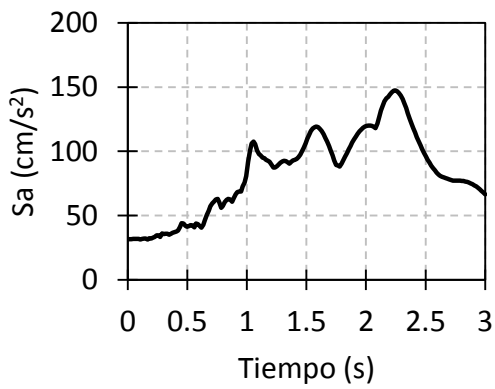


Fig. II.81. Espectro de respuesta ID 11 TL250489 EW.

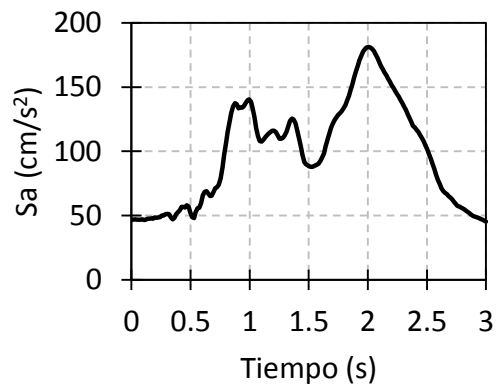


Fig. II.82. Espectro de respuesta ID 11 TL250489 NS.

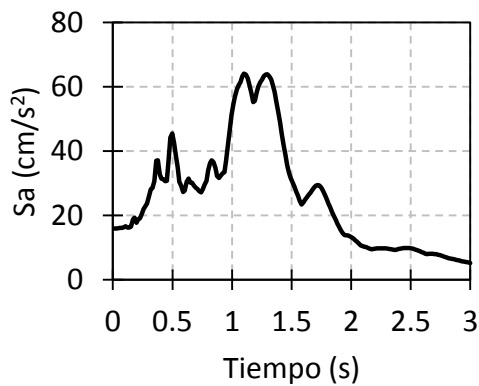


Fig. II.83. Espectro de respuesta ID 22 UC241093 EW.

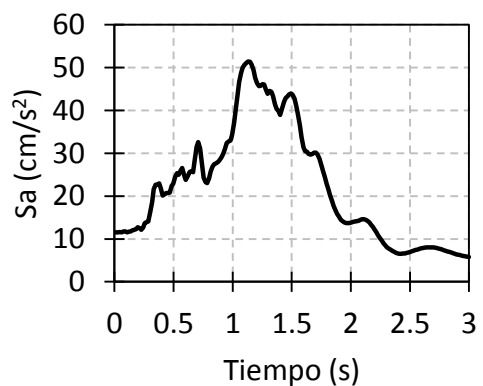


Fig. II.84. Espectro de respuesta ID 22 UC241093 NS.

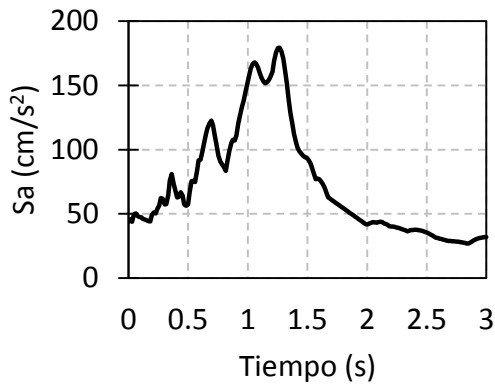


Fig. II.85. Espectro de respuesta ID 12 UC250489 EW.

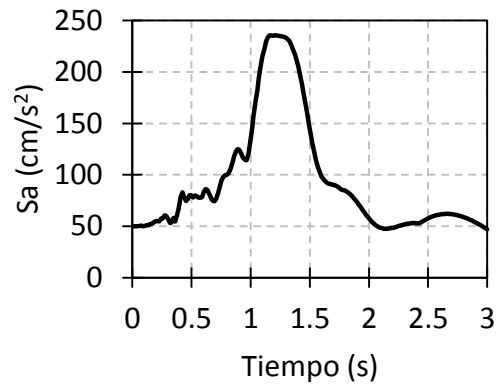


Fig. II.86. Espectro de respuesta ID 12 UC250489 NS.

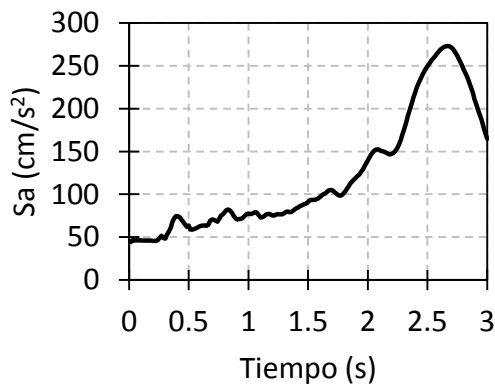


Fig. II.87. Espectro de respuesta ID 13 VG250489 EW.

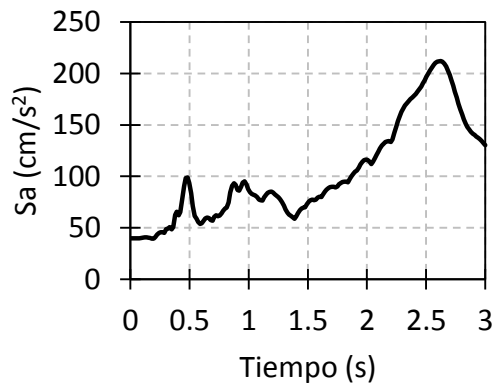


Fig. II.88. Espectro de respuesta ID 13 VG250489 NS.

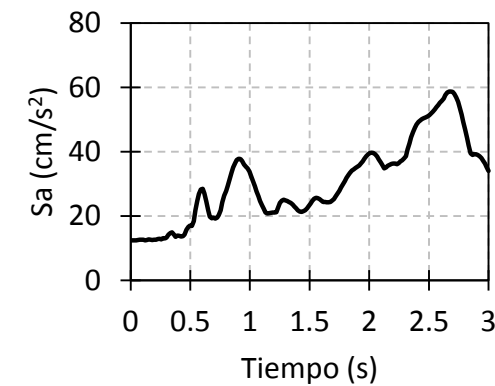


Fig. II.89. Espectro de respuesta ID 23 VM241093 EW.

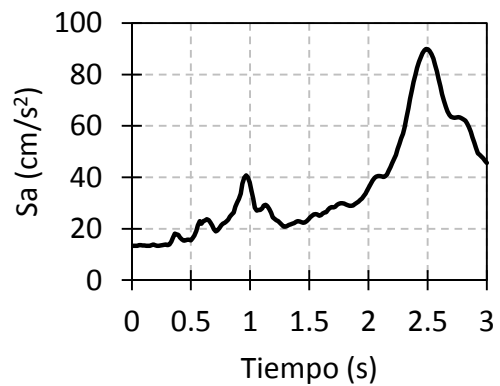


Fig. II.90. Espectro de respuesta ID 23 VM241093 NS.

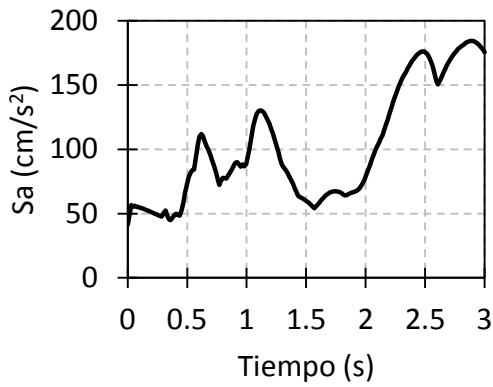


Fig. II.91. Espectro de respuesta ID 14 VM250489 EW.

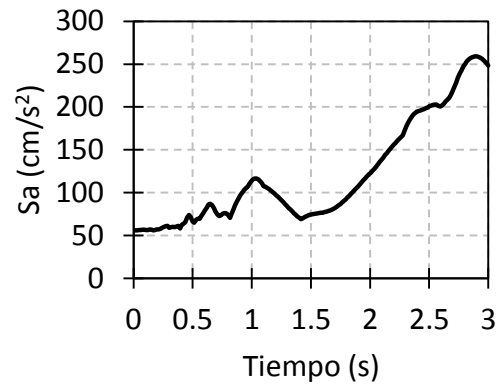


Fig. II.92. Espectro de respuesta ID 14 VM250489 NS.

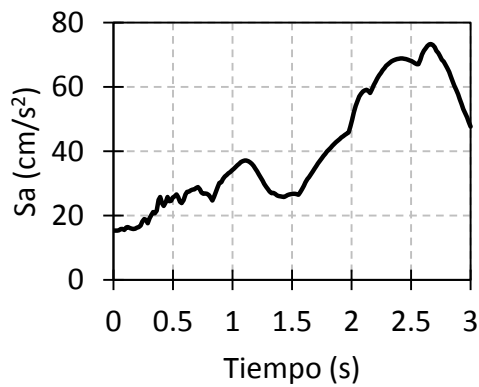


Fig. II.93. Espectro de respuesta ID 37 XP101294 EW.

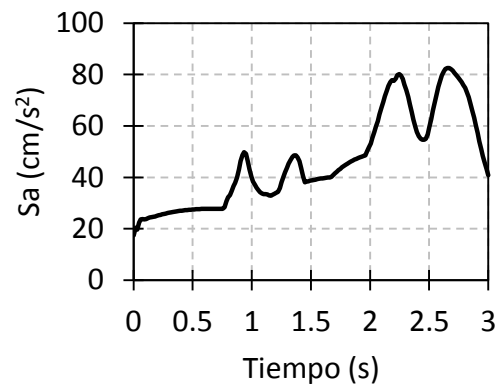


Fig. II.94. Espectro de respuesta ID 37 XP101294 NS.

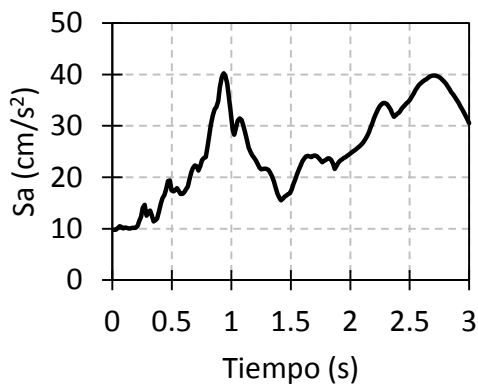


Fig. II.95. Espectro de respuesta ID 24 XP241093 EW.

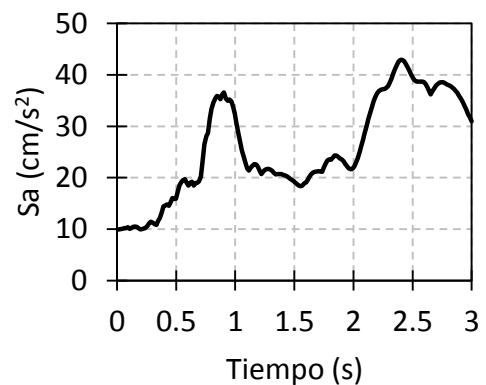


Fig. II.96. Espectro de respuesta ID 24 XP241093 NS.

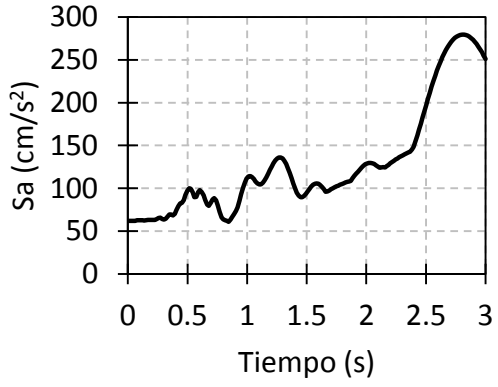


Fig. II.97. Espectro de respuesta ID 15
XP250489EW.

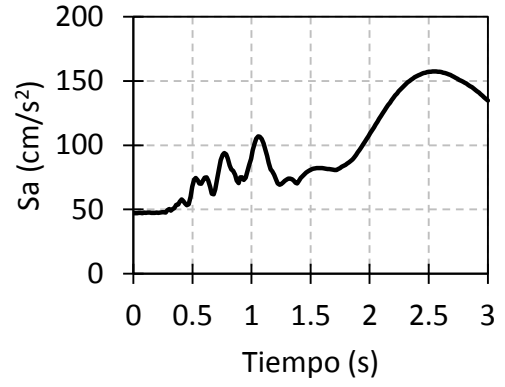


Fig. II.98. Espectro de respuesta ID 15
XP250489 NS.