



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**UN ENFOQUE SISMOLÓGICO PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO  
INCREMENTAL (ADI): REPERCUSIONES SOBRE EL PELIGRO  
SÍSMICO**

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
ARTURO QUIROZ RAMÍREZ

TUTOR PRINCIPAL  
AMADOR TERÁN GILMORE, UAM- Azcapotzalco  
COMITÉ TUTOR  
LUIS ESTEVA MARABOTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM  
MARIO ORDAZ SCHROEDER, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM  
SONIA RUÍZ GÓMEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM  
DANNY ARROYO ESPINOZA, UAM- Azcapotzalco

MÉXICO, D. F. JUNIO 2013

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Luis Esteva Maraboto.  
Secretario: Dr. Mario Ordaz Schroeder.  
Vocal: Dr. Amador Terán Gilmore.  
1<sup>er</sup>. Suplente: Dr. Sonia Elda Ruíz Gómez.  
2<sup>do</sup>. Suplente: Dr. Danny Arroyo Espinoza.

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**



---

DR. AMADOR TERÁN GILMORE

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**POSGRADO EN INGENIERÍA**

**UN ENFOQUE SISMOLÓGICO PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL:  
REPERCUSIONES SOBRE EL PELIGRO SÍSMICO**

Tesis que para obtener el grado de Doctor en Ingeniería  
(INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS)

Presenta:

**ARTURO QUIROZ RAMÍREZ**

Director de tesis: Dr. Amador Terán Gilmore

México D.F., mayo de 2013

## **AGRADECIMIENTOS**

Deseo agradecer inicialmente al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por el apoyo económico otorgado durante mis estudios de maestría y doctorado.

Agradezco enormemente al Instituto de Ingeniería de la UNAM, la UAM-Azcapotzalco y al Instituto Superior Técnico de la Universidad Técnica de Lisboa, por el uso de sus instalaciones durante las diferentes etapas del presente trabajo doctoral, lugares donde tuve la oportunidad de conocer compañeros de trabajo y formar amistades.

De forma muy especial y ofreciendo un gran reconocimiento doy gracias al Dr. Amador Terán, al Dr. Danny Arroyo, al Dr. Mario Ordaz, al Dr. Luis Esteva Maraboto y a la Dra. Sonia Ruíz por su gran guía, apoyo, paciencia y sobre todo la confianza otorgada para permitirme concluir esta etapa tan significativa de mi vida. También agradezco enormemente al Dr. Leonardo Ramírez, colega y amigo por el intercambio de ideas y comentarios alrededor de mis estudios.

Así mismo deseo agradecer en gran medida al Dr. Juan Genescá Llongueras, al Dr. Roberto Meli y a la Dra. Vicky Corral por el apoyo que me dieron para poder continuar con estos estudios y los ánimos para concluirlos correctamente.

Agradezco a la Coordinación de Sismología e Instrumentación Sísmica por permitirme laborar en sus instalaciones y conocer colegas que con el tiempo se han vuelto amigos, entre ellos Citlali Pérez, el Dr. Leonardo Alcántara, Ana Laura Ruíz, Rosario Delgado y Héctor Sandoval.

Tb agradezco al Dr. Amado Gustavo Ayala por su instrucción inicial durante mi formación en licenciatura y maestría.

Finalmente deseo agradecer a mis padres, el M. en I. Arturo Quiroz y María Graciela Ramírez por su apoyo incondicional y constante guía que me ha permitido recoger muchas satisfacciones.

A todos gracias.

## RESUMEN

En años recientes, el *Análisis Dinámico Incremental (ADI)* ha sido utilizado de manera común para caracterizar dentro de un marco probabilista, las demandas no lineales de las estructuras resistentes a sismo. A pesar de lo extendido de su aplicación, todavía es necesario entender a cabalidad las implicaciones de: A) Su uso en estructuras ubicadas en suelos muy blandos, como los ubicados en la Zona del Lago del Distrito Federal; B) La consideración de parámetros de respuesta de diferente naturaleza para caracterizar el desempeño de los sistemas estructural y no estructural, así como de los contenidos; y C) La pertinencia de utilizar los resultados del *ADI* para establecer el peligro sísmico para un sitio expuesto a la acción de varias fuentes sismogénicas.

Un aspecto de gran relevancia para México es la consideración de que un *ADI* debe llevarse a cabo dentro de un contexto de poca información en términos de la disponibilidad de acelerogramas registrados durante eventos sísmicos con moderada y alta intensidad. En particular, los estudios reportados a nivel internacional suelen contar con amplias bases de datos de movimientos moderados del terreno, de tal manera que el escalado lineal utilizado progresivamente para representar movimientos del terreno de mayor intensidad considera factores de escala cercanos a diez (o una unidad en términos de magnitud). En cuanto al ámbito nacional, se tienen disponibles acelerogramas de baja intensidad, de tal manera que los factores de escala a considerar contemplan valores mayores que cien (dos o incluso tres unidades en términos de magnitud). Bajo estas circunstancias, el escalado de los movimientos del terreno no solo debe contemplar la intensidad de las ordenadas espectrales, sino el cambio en sus contenidos de frecuencia y energía, de tal manera que el escalado lineal contemplado por un *ADI* puede llevar a resultados insatisfactorios en términos de la caracterización de las demandas no lineales y, por ende, del peligro sísmico.

Esta tesis introduce el concepto de *Análisis Dinámico basado en Sismología (ADBS)*. En resumen, este concepto implica un análisis dinámico incremental cuyos resultados se expresan en el mismo formato contemplado por un *ADI*, y que para el escalado progresivo de los movimientos del terreno contempla la sismología, de tal manera que se considera la variación de los contenidos de energía y frecuencia de los movimientos del terreno en función de su intensidad. Se lleva una serie de análisis tipo *ADI* y *ADBS* para una serie de sistemas de un grado de libertad ubicados en diferentes tipos de terreno. A través de comparar, dentro de un contexto probabilista, las demandas no lineales obtenidas a partir de ambos tipos de análisis, se plantea un entendimiento de la aplicación de un *ADI* con el fin de resolver las situaciones planteadas en los dos párrafos anteriores. Finalmente se discute el uso de un *ADBS* como una alternativa para los casos donde el *ADI* no sea aplicable.

## ABSTRACT

On recent years, the *Incremental Dynamic Analysis (IDA)* has been commonly used within a probabilistic framework for the characterization of non-linear structural demand parameters. Despite of the extension of its application, it is still necessary to understand some implications of: A) Using *IDA* to obtain demand estimation for structures located at sites with very soft soil conditions (as is the case for the Lake bed zone in Mexico City; B) To consider demand parameters of different nature when performance of structural components, non-structural components and contents are considered; and C) The relevance of using *IDA* results to estimate the seismic risk for a site that is exposed to several seismo-genic sources.

A great relevance aspect for to consider for México, is a lack of information on the number of medium to high intensity records that are available in the way to execute an *IDA* properly. Particularly, international studies and reports usually have large numbers of records on their data bases, allowing *IDA* to have high intensity records representation through scaling factors surrounding 10. On the other hand, for the Mexican case, there are large numbers of low intensity records, generating scaling factors surrounding 100. Under the present circumstances, it is necessary not only to attend the spectral intensity values, but also to observe frequency and energy content changes. As this is not observed by a linear scaling process, as the one used with *IDA*, could lead to not accurate estimations in terms of non-linear demand parameters characterization, and then also on seismic risk.

This work introduces the *Seismological based Dynamic Analysis (SBDA)* concept. This method implies to execute an incremental dynamic analysis and to characterize the results of this on *IDA*'s same format. The fundamental difference between *IDA* and *SBDA* lies on the progressive scaling process. While *IDA* implies on a linear scaling process, *SBDA* uses a seismological based method that observes for frequency and energy content variations with intensity. There are computed both analysis methods (*IDA* and *SBDA*) through several one degree of freedom systems located at two different soil conditions. Through comparison of non-linear demand estimations with both methods, it is understood and discussed the limit of *IDA*'s applicability when a structure presents non-linear response, and also a possible *SBDA*'s use as an alternative when the conditions demand to do so.

# TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	IV
RESUMEN.....	V
ABSTRACT.....	VI
TABLA DE CONTENIDO.....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS:.....	IX
ÍNDICE DE TABLAS:.....	XI
ANTECEDENTES.....	XII
INTRODUCCIÓN.....	XII
OBJETIVOS.....	XIII
ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO.....	XIII
1. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL.....	XV
1.1 Introducción.....	XV
1.2 Escalado Lineal de los Movimientos del Terreno.....	XVIII
1.3 Peligro Sísmico.....	XIX
1.4 Observaciones.....	XIX
2. SIMULACIÓN DE MOVIMIENTOS DEL SUELO.....	XXII
2.1 Introducción.....	XXII
2.2 El caso de la Ciudad de México.....	XXII
2.3 Metodologías de simulación de registros sísmicos.....	XXIV
2.4 Métodos de simulación con funciones de Green empíricas.....	XXVI
2.5 Simulación de suma estocástica en dos etapas.....	XXVIII
3. ALCANCE DE LOS ESTUDIOS.....	XXIX
3.1 Introducción.....	XXIX
3.2 Análisis Dinámico basado en Sismología.....	XXIX
3.3 Sitios y registros considerados.....	XXX
3.4 Sistemas de IGDL.....	XXXVII
3.5 Parámetros de demanda ingenieril.....	XXXVIII
3.6 Comparación.....	XXXVIII
3.7 Definición del parámetro que limita la aplicabilidad del ADI.....	XL
4. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	XLII
4.1 Introducción.....	XLII

4.2 Resultados iniciales.....	XLIII
4.3 Análisis de Peligro Sísmico.....	LVI
4.4 Curvas <i>ADBS</i> y normalización respecto del coeficiente de resistencia ( <i>c<sub>y</sub></i> ).....	LXV
4.5 Aplicabilidad del <i>ADI</i> en el intervalo de comportamiento no lineal (factores <i>R<sub>lim</sub></i> ).....	LXXIX
5. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES .....	LXXXIII
5.1 Alcance .....	LXXXIII
5.2 Observaciones .....	LXXXIV
5.3 Conclusiones .....	LXXXV
5.4 Limitaciones .....	LXXXVII
REFERENCIAS.....	LXXXIX
APÉNDICE A: ARTÍCULO ENTREGADO AL BSSA .....	XCV
EVALUATION OF THE INTENSITY MEASURE APPROACH IN PERFORMANCE BASED EARTHQUAKE ENGINEERING THROUGH THE USE OF SIMULATED GROUND MOTIONS .....	XCV
ABSTRACT.....	XCV
INTRODUCTION.....	XCVI
ACTUAL GROUND MOTION RECORDS .....	XCVIII
SDOF SYSTEMS.....	CI
PROCEDURE.....	CII
CONCLUSIONS .....	CVII
DATA AND RESOURCES.....	CVIII
ACKNOWLEDGEMENTS .....	CVIII
REFERENCES.....	CVIII
Tables.....	CXIII
Figure Captions .....	CXVI
Figures .....	CXVII



## ÍNDICE DE FIGURAS:

<i>Figura 1-1 Descripción esquemática del ADI</i>	15
<i>Figura 2-2 Esquema básico del proceso de subducción sobre la costa Mexicana al Pacífico.</i>	22
<i>Figura 2-3 Esquema prisma de sedimento en la zona de subducción.</i>	22
<i>Figura 2-4 Modelo extendido hasta la Ciudad de México. Shapiro et al (2002).</i>	23
<i>Figura 2-4 Ejemplo de generación en el dominio del tiempo</i>	24
<i>Figura 2-5 a) Funciones de deslizamiento en una superficie de falla hipotética.</i>	
<i>b) Suma de las señales provenientes de los distintos puntos sobre la superficie de falla.</i>	26
<i>Figura 3-1 Ubicación de epicentros de los eventos considerados y estaciones de registros consideradas.</i>	29
<i>Figura 3-2 Presentación de los espectros de los registros semilla consideradas en este estudio para las dos estaciones consideradas: a) SP51 b) TEAC.</i>	31
<i>Figura 3-3 a) Espectros de Fourier en roca (eventos de 1985 y 1988) b) Función de transferencia c) Espectros de Fourier en suelo blando (eventos de 1985 y 1988)</i>	
<i>d) Factores de escala resultantes.</i>	32
<i>Figura 3-4 a) Espectros de Fourier teóricos a una distancia de 25km y Mw de 5, 6, 7 y 8.</i>	33
<i>Figura 3-5 Comparativa entre espectros provenientes de eventos reales y simulados.</i>	35
<i>Figura 3-6 Comparativa entre los valores medios de SA(T) de las muestras consideradas.</i>	35
<i>Figura 3-7 Modelos de comportamiento histerético considerados en este trabajo.</i>	36
<i>Figura 4-1 Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGD L ubicados en SP51 (<math>\mu</math>).</i>	43
<i>Figura 4-2 Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGD L ubicados en SP51 (<math>NEH\mu</math>).</i>	44
<i>Figura 4-3 Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGD L ubicados en SP51 (<math>aa</math>).</i>	44
<i>Figura 4-4 Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGD L ubicados en SP51 (<math>Vr</math>).</i>	45
<i>Figura 4-5 Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGD L ubicados en SP51 (<math>EE</math>).</i>	45
<i>Figura 4-6 Evolución de <math>b(\mu)</math> y <math>\sigma(\mu)</math> respecto de Mw para SP51.</i>	46
<i>Figura 4-7 Evolución de <math>b(NEH\mu)</math> y de <math>\sigma_{IDA}(NEH\mu)</math> respecto de Mw para SP51.</i>	47
<i>Figura 4-8 Evolución de <math>b(Aa)</math> y <math>\sigma_{IDA}(Aa)</math> respecto de Mw para SP51.</i>	48
<i>Figura 4-9 Evolución de <math>b(Vr)</math> y <math>\sigma(Vr)</math> respecto de Mw para SP51.</i>	49
<i>Figura 4-10 Evolución de <math>b(EE)</math> y <math>\sigma(EE)</math> respecto de Mw para SP51.</i>	49
<i>Figura 4-11. Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGL ubicados en TEAC (<math>\mu</math>).</i>	50
<i>Figura 4-12. 4-11. Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGL ubicados en TEAC (<math>NEH\mu</math>).</i>	50
<i>Figura 4-13. Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGD L ubicados en TEAC (<math>aa</math>).</i>	51
<i>Figura 4-14. Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGL ubicados en TEAC (<math>Vr</math>).</i>	51
<i>Figura 4-15 Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGD L ubicados en TEAC (<math>EE</math>).</i>	52
<i>Figura 4-16. Evolución de <math>b(\mu)</math> y de <math>\sigma_{IDA}(\mu)</math> respecto de Mw para TEAC.</i>	52
<i>Figura 4-17. Evolución de <math>b(NEH\mu)</math> y <math>\sigma_{IDA}(NEH\mu)</math> respecto de Mw para TEAC.</i>	53
<i>Figura 4-18 Evolución de <math>b(Aa)</math> y <math>s(Aa)</math> respecto de Mw para TEAC.</i>	54
<i>Figura 4-19 Evolución de <math>b(Vr)</math> y <math>s(Vr)</math> respecto de Mw para TEAC.</i>	54
<i>Figura 4-20 Evolución de <math>b(EE)</math> y <math>s(EE)</math> respecto de Mw para TEAC.</i>	55
<i>Figura 4-21. Tasas de excedencia de SA para un período de 2.0 segundos: a) SP51, b) TEAC.</i>	56

<i>Figura 4-22. Tasas de excedencia de los PDIs considerados para SP51</i>	58
<i>Figura 4-23. Tasas de excedencia de los PDIs considerados para TEAC</i>	60
<i>Figura 4-24. Tasas de excedencia de <math>\mu</math> y <math>NEH\mu</math> para SP51 (modelo BPN).</i>	61
<i>Figura 4-25. Tasas de excedencia para los PDI en TEAC (modelo BPN).</i>	63
<i>Figura 4-26. Ejemplos de curvas medianas del ADBS para los PDIs considerados (SP51, modelo EPP).</i>	64
<i>Figura 4-27. Ejemplo de comparativa entre curvas SBDA e IDA para un modelo EPP en SP51</i>	
<i>a) <math>\mu</math> b) <math>NEH\mu</math></i>	65
<i>Figura 4-28. Evolución de los residuales respecto de R (sitio SP51) a) <math>\mu</math> b) <math>NEH\mu</math></i>	65
<i>Figura 4-29. Ejemplo de comparativa entre curvas SBDA e IDA para un modelo EPP en TEAC</i>	
<i>a) <math>\mu</math> b) <math>NEH\mu</math></i>	66
<i>Figura 4-30. Evolución de los residuales respecto de R (sitio TEAC) a) <math>\mu</math> b) <math>NEH\mu</math></i>	66
<i>Figura 4-31 Comparativa entre las medianas del ADBS (línea continua) y los ADI (líneas en color gris) de demandas de <math>\mu</math> para modelos EPP en SP51.</i>	68
<i>Figura 4-32 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para <math>NEH\mu</math> para modelos EPP en SP51.</i>	69
<i>Figura 4-33 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para <math>\mu</math> en modelos EPP en TEAC.</i>	71
<i>Figura 4-34 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para <math>NEH\mu</math> en modelos EPP en TEAC.</i>	72
<i>Figura 4-35 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para <math>\mu</math> en sistemas BPN con <math>\theta=-0.01</math> en SP51.</i>	74
<i>Figura 4-36 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para <math>NEH\mu</math> sistemas BPN con <math>\theta=-0.01</math> en SP51.</i>	75
<i>Figura 4-37 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para modelos BPN con <math>\theta=-0.01</math> en TEAC</i>	76
<i>Figura 4-38 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para <math>NEH\mu</math> en modelos BPN con <math>\theta=-0.01</math> en TEAC.</i>	77
<i>Figura 4-39 Valores obtenidos de <math>R_{lim}</math> para el caso del MLINEAL1 para los sitios considerados en modelos EPP a)SP51 b)TEAC</i>	78
<i>Figura 4-40 Valores obtenidos de <math>R_{lim}</math> para el caso del MLINEAL2 para los sitios considerados en modelos EPP a)SP51 b)TEAC</i>	79
<i>Figura 4-41 Valores obtenidos de <math>R_{lim}</math> para el caso del MLINEAL1 para los sitios considerados en modelos BPN (<math>\theta=0.10</math>) a)SP51 b)TEAC</i>	79
<i>Figura 4-42 Valores obtenidos de <math>R_{lim}</math> para el caso del MLINEAL2 para los sitios considerados en modelos BPN (<math>\theta=0.10</math>) a)SP51 b)TEAC</i>	80

## ÍNDICE DE TABLAS:

<i>Tabla 3-1 Registros considerados</i>	<i>30</i>
<i>Tabla 4-1 Muestra de desviaciones estándar en espacio log del ADBS y el ADI en SP51.</i>	<i>68</i>
<i>Tabla 4-2 Muestra de desviaciones estándar en espacio log del ADBS y el ADI en TEAC.</i>	<i>68</i>

# ANTECEDENTES

## INTRODUCCIÓN

En años recientes, el estudio de la respuesta de sistemas de un grado de libertad (*IGL*) ha permitido plantear opciones atractivas y simples para estimar las demandas sísmicas en sistemas estructurales complejos. En términos de una caracterización probabilista de la respuesta sísmica de las estructuras cuando estas ingresan a su intervalo de comportamiento no lineal, el *Análisis Dinámico Incremental (ADI)* se ha constituido en una opción ampliamente utilizada. En resumen, un *ADI* consiste en una serie de análisis dinámicos no lineales encadenados, y que consideran un escalado lineal de los movimientos del terreno con el fin de caracterizar a partir de unos cuantos registros las demandas sísmicas de las estructuras para eventos con un amplio rango de magnitudes.

El uso del *ADI* se hizo una realidad a través de esfuerzos y consideraciones como los reportados por Vamvatsikos y Cornell (2002, 2004 y 2005). En particular, estos autores postularon la base conceptual del *ADI*; unificaron los criterios y terminología existente; plantearon y difundieron ejemplos detallados de su aplicación; y formularon criterios para su uso dentro del marco de una metodología para el cálculo probabilista del peligro sísmico. En 2002, Vamvatsikos y Cornell afirmaron que el *ADI* hacía posible una mejor interpretación de la respuesta estructural para un intervalo dado de intensidades potenciales de movimiento del terreno, y sugirieron que para esto era posible y conveniente un escalamiento progresivo de los registros con el fin de identificar cambios en la naturaleza de la respuesta estructural.

Más adelante, autores como Iervolino y Cornell (2005) sugirieron que no sería necesario hacer consideraciones especiales para la selección de registros que correspondieran a un escenario *magnitud-distancia* específico. Dentro de este contexto, hubo reconocimiento de que los resultados utilizados para alcanzar tal conclusión quedaban condicionados a las características de los registros bajo consideración durante los estudios reportados. Así mismo, y con vistas a robustecer el uso del *ADI*, propusieron los conceptos de *suficiencia* y *eficiencia*. Por un lado, la *suficiencia* se planteó con la intención de cuantificar el grado que en exclusiva, el parámetro que mide la respuesta dinámica depende de la *Medida de Intensidad (MI)*. Por otro lado, la *eficiencia* indica el grado de correlación que existe entre la respuesta estructural y la *MI* bajo consideración con el fin de obtener valores de dispersión bajos alrededor del valor medio esperado para el parámetro de demanda. A partir de lo anterior, se propusieron diversas *MI*s de carácter vectorial (Bazzurro y Cornell 2002, Baker y Cornell 2005, Baker y Cornell 2008, Bojórquez e Iervolino 2009); las cuales contemplan la inclusión de un parámetro de naturaleza estadística con el fin de hacer posible la selección de registros que conduzcan a una situación adecuada en términos de *suficiencia* y *eficiencia*.

Con el tiempo, el *ADI* se ha convertido en una de las herramientas fundamentales a nivel internacional para estudios de peligro sísmico y de pérdidas por sismo. En México, el *ADI* ha sido usado en muchos estudios que han permitido entender mejor los niveles de confiabilidad asociados a diferente tipo de sistemas estructurales diseñados conforme a la normatividad nacional y metodologías innovadoras de diseño sísmico (Chan, et al, 2005, Montiel y Ruiz, 2006 y Ruiz, et al, 2010). Lo anterior ha permitido mejorar sustancialmente el entendimiento de las implicaciones que tienen las diferentes consideraciones utilizadas durante el diseño de las estructuras sismorresistentes. Dado que muchas de las consideraciones hechas durante el planteamiento del *ADI* no aplican al ámbito mexicano, resulta de gran interés estudiar con detalle las implicaciones que tiene utilizar un *ADI* en circunstancias que difieren de las consideradas durante el desarrollo de este concepto. Es además importante que de existir limitaciones de uso en el ámbito nacional, existan criterios cuantitativos que guíen el uso de esta importante herramienta.

## **OBJETIVOS**

Estudiar para el ámbito mexicano, la pertinencia de utilizar un *ADI* para caracterizar desde un punto de vista probabilista, las demandas no lineales en sistemas estructurales simples ubicados en diferentes condiciones del terreno. Establecer la pertinencia y limitaciones de utilizar un *ADI* para establecer el peligro sísmico en sitios expuestos a la influencia de diversas fuentes sismogénicas. Plantear el uso de un *Análisis Dinámico Basado en Sismología (ADBS)* como una alternativa al uso del *ADI* en situaciones en la que este último no sea aplicable.

## **ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO**

Esta tesis doctoral está organizada en cinco capítulos y dos apéndices conforme a lo siguiente:

El *Capítulo 1* introduce el concepto de *ADI*. Se comentan los conceptos que sustentan esta herramienta, se hace una descripción de cómo se aplica, se identifican las consideraciones hechas para su planteamiento y se discute como es que estas presentan incongruencias con las circunstancias presentes en el ámbito mexicano.

El *Capítulo 2* ofrece una descripción de una metodología de generación de acelerogramas sintéticos que, con base en conceptos de sismología, es capaz de generar movimientos del terreno que reflejan de manera adecuada la intensidad, y contenidos de frecuencia y energía, de movimientos que puedan generarse en México durante eventos sísmicos con diferente magnitud.

El *Capítulo 3* introduce el concepto de *ADBS*, y plantea el alcance de los estudios reportados en esta tesis doctoral.

El *Capítulo 4* compara los resultados obtenidos a partir del *ADI* y el *ADBS*, y estima de forma cuantitativa la precisión de un *ADI* para estimar las demandas no lineales dentro de un contexto de análisis probabilista de peligro sísmico (particularmente en lo que se refiere a las tasas de excedencia de demanda y a la estimación del peligro sísmico).

En el *Capítulo 5* entrega las recomendaciones y conclusiones derivadas de los estudios presentados en la tesis doctoral.

Finalmente, en apéndice A se presenta la deducción del criterio utilizado para establecer un criterio inicial para establecer el valor del factor  $R_{lim}$ . En el apéndice B se entrega la versión final del artículo donde se establece un nuevo criterio para definir dicho valor y se dictan reglas más genéricas que indican cuando el *ADI* es o no conservador dependiendo las características del sitio donde se realiza el estudio.

# 1. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

## 1.1 Introducción

Previo a la definición formal del *Análisis Dinámico Incremental (ADI)*, Shome et al. (1998) estudiaron la respuesta sísmica de sistemas de múltiples grados de libertad (*MGL*). Los registros que se utilizaron con tal fin fueron agrupados de acuerdo con un criterio bien establecido en términos de los valores de *Magnitud de Momento ( $M_w$ )* y *distancia epicentral ( $R_{CLD}$ )*. Dentro de un contexto que planteaba la conveniencia de reducir el número de registros considerados para llevar a cabo un análisis dinámico probabilista, se hizo énfasis en la identificación y estudio de parámetros de demanda ingenieril (*PDI*) que exhiben una mínima dependencia con respecto a los valores de  $M_w$  y  $R_{CLD}$ . Este trabajo hizo además una de las primeras incursiones al estudio de criterios de escalamiento para los movimientos del terreno, y ofreció una serie de recomendaciones que hace posible una evaluación más eficiente de los *PDI* estudiados. Una de las conclusiones más importantes ofrecidas por este trabajo, es que la variabilidad en la respuesta de un sistema estructural ante los diferentes registros considerados para un escenario  $M_w$ - $R_{CLD}$ , depende fundamentalmente de los registros bajo consideración para el análisis dinámico. Además, se concluyó que si se hace una selección adecuada de los registros, es posible obtener estimaciones para los *PDI* que sean condicionalmente independientes de  $M_w$  y  $R_{CLD}$ . Con base en el trabajo de Shome et al., Vamvatsikos y Cornell (2002) introducen el concepto de *ADI* y analizan y discuten los conceptos fundamentales que sustentan su uso. Además, establecieron una terminología con el fin de unificar los formatos existentes hasta ese momento.

El *ADI* es un análisis dinámico paramétrico que permite estimar el desempeño estructural de un sistema estructural para uno o varios movimientos del terreno. Cada registro se escala varias veces para que pueda abarcar un rango de interés en términos de la magnitud de los eventos sísmicos; lo que define varios puntos en una curva de capacidad dinámica que contempla, conforme a lo ilustrado en la Figura 1.1, en el eje de las abscisas, el *PDI* de interés, y en el eje de las ordenadas, una medida de intensidad (*MI*) que cuantifica, para la estructura bajo consideración, los niveles considerados de intensidad. La inspección cuidadosa de dicha curva permite un entendimiento profundo de la evolución de la respuesta estructural en función de un incremento en la intensidad de la excitación sísmica.

Con la intención de ampliar su alcance y formalizar el uso del *ADI*, Luco (2002) establece los conceptos de *suficiencia* y *eficiencia* para la *MI* usada durante el proceso de análisis. En particular, fue de su interés discutir las circunstancias bajo las cuales los resultados de un *ADI* pueden ser considerados condicionalmente independientes de parámetros como  $M_w$  y  $R_{CLD}$ . Por un lado, consideró que una *MI eficiente* es aquella que presenta una variabilidad pequeña con respecto a los valores calculados para el *PDI* bajo consideración, y comentó que esto haría posible una reducción importante del número de registros necesarios para obtener una estimación

adecuada para dicho  $PDI$ . Por el otro lado, la *suficiencia* de una  $MI$  hace posible plantear que el  $PDI$  mantenga una independencia condicionada con respecto a  $M_w$  y  $R_{CLD}$ .

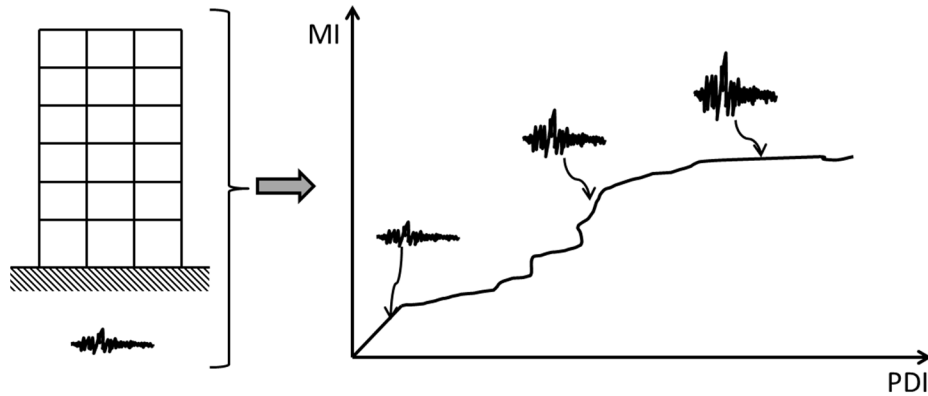


Figura 1-1 Descripción esquemática del ADI

En 2004, Vamvatsikos y Cornell plantean un ejemplo detallado del ADI de un modelo estructural de nueve niveles estructurado con base en marcos de acero. Se consideró para tal fin una serie de veinte acelerogramas generados en suelo firme que no mostraban efectos de direccionalidad. Los registros se consideraron representativos de movimientos del terreno generados a partir de eventos sísmicos de magnitudes moderadas y distancias epicentrales ubicadas en un rango que va desde los 15 hasta los 31 kilómetros. Con el afán de enfatizar que no es necesario prestar atención particular a la selección de registros para representar correctamente un escenario *magnitud-distancia* específico, Iervolino y Cornell (2005) estudiaron la respuesta dinámica no lineal de sistemas de un grado de libertad ( $IGL$ ) y múltiples grados de libertad ( $MGL$ ). Aunque sus resultados soportan de manera razonable lo anterior, es importante enfatizar que los autores no dejan de reconocer que sus conclusiones quedan condicionadas a las características de la muestra de registros utilizados para los análisis (los cuales consideraron eventos sísmicos con magnitudes entre 6.4 y 7.4).

Varios trabajos han intentado entender mejor la variabilidad asociada a los resultados de un ADI, y se han hecho intentos importantes por hacer planteamientos que en un momento dado la controlen (Chan 2003, Baker y Cornell 2005, 2006 y 2008, Chan *et al.* 2005, Bojórquez e Iervolino 2011a y 2011b). Entre las diferentes propuestas se han contemplado criterios de escalamiento para los registros sísmicos que consideran las características del comportamiento de los sistemas estructurales bajo estudio, hasta el uso de una serie de  $MI$ s de carácter vectorial (Bojórquez *et al.* 2012), las cuales utilizan una  $MI$  de carácter escalar (como es la ordenada de pseudo-aceleración espectral correspondiente al modo fundamental de vibración,  $S_A(T_1)$ ) en conjunto con otro parámetro que sea capaz de describir de manera cuantitativa la variación de las ordenadas espectrales de los registros bajo consideración en función del periodo.



Es interesante hacer notar a partir de lo escrito en los párrafos anteriores, el esfuerzo invertido por varios investigadores por formalizar el concepto de *ADI*, y plantear las simplificaciones pertinentes que hicieran posible su uso. En un contexto internacional que ofreció amplias oportunidades para el uso del *ADI*, se llevaron a cabo varios estudios que contemplaron el uso de esta herramienta para la caracterización de las demandas sísmicas en diferentes tipos de sistemas estructurales (Tothong y Cornell 2006, Tothong y Luco 2006); y que clarificaron para la comunidad local de ingeniería sísmica las implicaciones del uso de la normatividad actual y de algunas metodologías innovadoras de diseño. Dentro de un contexto así, es necesario entender que las simplificaciones planteadas para el *ADI* quedaron sustentadas en supuestos que no necesariamente aplican al medio mexicano. En particular, es necesario estudiar las implicaciones de las siguientes consideraciones:

- 1) *Escalado lineal*. La respuesta de un sistema estructural ante un movimiento del terreno depende de la interacción que se da entre las propiedades dinámicas y mecánicas del sistema estructural con la intensidad y contenidos de frecuencia y energía del movimiento del terreno. Puede decirse entonces que un cambio importante en los contenidos de frecuencia y energía de la excitación sísmica puede resultar en cambios apreciables en la respuesta estructural. Dentro de un contexto donde el escalado de los movimientos del terreno deben contemplar dos o tres unidades en términos de magnitud (o factores de escala mayores que cien), es necesario considerar de manera cuidadosa las implicaciones de usar el escalado lineal normalmente bajo consideración durante la realización de un *IDA*.
- 2) *Suelos muy blandos*. En términos culturales, políticos, financieros y económicos, el medio construido en la Zona del Lago del Distrito Federal representa el mayor patrimonio de México. Los suelos ubicados en esta zona generan movimientos del terreno de larga duración y banda angosta que difieren significativamente en sus contenidos de frecuencia y energía, con respecto a aquellos correspondientes a los movimientos utilizados para el planteamiento del *ADI* y estudios subsecuentes. Dado que en un contexto así las demandas no lineales de las estructuras sismo-resistentes varían de una manera considerable, es necesario estudiar explícitamente la aplicabilidad y condiciones de uso de un *ADI* para la caracterización probabilista de las demandas no lineales en sistemas estructurales ubicados en la Zona del Lago del Distrito Federal.
- 3) *Parámetros de demanda ingenieril*. En las últimas dos décadas, se ha ido consolidando la idea de que el desempeño sísmico de los sistemas estructurales sismo-resistentes está altamente correlacionado con las demandas máximas de deformación lateral. Si bien este supuesto parece hallarse plenamente justificado para caracterizar el nivel de daño estructural en sistemas ubicados en suelo firme, varios investigadores mexicanos han aportado amplia evidencia en términos de la importancia de las demandas de energía para

el desempeño estructural de las estructuras ubicadas en la Zona del Lago (Terán y Jirsa, 2005), y de las demandas de velocidad y aceleración absoluta para el desempeño sísmico de los contenidos (Reinoso *et al.* 2010). En un contexto así, el estudio que se ha hecho hasta el momento de las demandas máximas de deformación lateral para sustentar el uso que actualmente se da al *ADI* no parece ser suficiente para justificar su uso para sistemas estructurales y contenidos cuyo desempeño sísmico depende de *PDI*s que exhiben una naturaleza diferente. Un buen ejemplo de lo anterior resulta de contrastar la naturaleza acumulativa de las demandas de energía en relación a la necesidad de solo considerar el valor máximo para las demandas de desplazamiento.

## 1.2 Escalado Lineal de los Movimientos del Terreno

Un *ADI* consiste en el encadenamiento de una serie de análisis no lineales paso a paso. Por lo general, este tipo de análisis se plantea con el fin de obtener una estimación más precisa de la respuesta de un sistema estructural ante una demanda que varía en intensidad. Para ello, los movimientos del terreno son secuencial y linealmente escalados. En términos de establecer los factores de escala, Vamvatsikos y Cornell (2002) propusieron inicialmente un algoritmo basado en el método denominado *Hunting and Filling*; el cual considera tres etapas:

- A) Incremento o disminución del factor de escala correspondiente al paso *i* en función de si el análisis dinámico no lineal ofrece un resultado que pueda incluirse en la curva dinámica de capacidad. Si el análisis paso a paso no concluye u ofrece un valor indeterminado o extremadamente grande para el *PDI*, el factor de escala para el paso *i* se reduce bajo la consideración de un decremento igual a la tercera parte del incremento considerado en el paso *i-1*.
- B) Análisis para valores de intensidad intermedios con respecto a los considerados en la primera etapa del *ADI*.
- C) Planteamiento de una curva continua (curva dinámica de capacidad) mediante un proceso de interpolación.

Con el paso del tiempo, la técnica de *Hunting and Filling* perdió relevancia, ya que el incremento en la capacidad operativa de los equipos de cómputo hizo posible la obtención directa de las curvas dinámicas de capacidad a través de la consideración de pequeños incrementos para el factor de escala. La gran cantidad de puntos obtenidos para la definición de la curva de capacidad hace posible que un proceso de interpolación lineal entre los puntos no represente un error significativo en las estimaciones para valores de *MI* intermedios.

### 1.3 Peligro Sísmico

Uno de los aspectos más atractivos en cuanto al uso de un *ADI* radica en la posibilidad de simplificar el análisis probabilista a través de utilizar un número limitado de acelerogramas que pueden ser escalados linealmente para representar la acción de movimientos del terreno que abarcan un amplio rango de magnitudes. El manejo estadístico de los curvas de capacidad dinámica suele ofrecer valores medios y desviaciones estándar en un espacio *lognormal*.

En términos de un *Análisis Probabilista de Peligro Sísmico*, es necesario establecer la probabilidad de excedencia de cierto nivel de demanda estructural para un amplio rango de valores de períodos de tiempo. Vamvatsikos y Cornell (2001 y 2004) proponen usar los resultados del *ADI* para caracterizar la probabilidad condicional de que cierto valor de *PDI* sea excedido dado un valor de *MI*:

$$v(PDI) = \int_0^{\infty} P(PDI > pdi | MI) \left| \frac{dv(MI)}{dMI} \right| dMI \quad (1)$$

donde  $v(MI)$  es la tasa de excedencia de *MI*, y  $P(PDI > pdi | MI)$  es la probabilidad de que el *PDI* exceda un valor dado *pdi*, condicionado a un nivel de *MI*.

### 1.4 Observaciones

Puede decirse que el *ADI* se basa en una idea que, aunque simple, ha quedado respaldada por una teoría estadística robusta. El planteamiento de que la curva resultante del *ADI* puede brindar estimaciones precisas de un *PDI* para una tasa de excedencia dada cuando la regresión de dicho *PDI* dada una *MI* es independiente de  $M_w$  y de  $R_{CLD}$  (Vamvatsikos y Cornell 2002, Luco y Cornell 2007) ofrece enormes posibilidades en términos del análisis probabilista de la respuesta de los sistemas estructurales sujetos a sismo.

Dicho método fue inicialmente pensado para ser aplicado en un contexto donde se cuenta con acelerogramas de baja a mediana intensidad registrados en suelo firme durante eventos de campo cercano; condiciones por demás comunes en el estado de California, EE.UU. Lo anterior implica espectros con un perfil correspondiente a banda ancha, y el uso de factores de escala que suelen encontrarse en rangos que van desde 0.1 hasta 2.0, y que excepcionalmente han alcanzado el valor de 6.0. Es importante reconocer que la simplicidad implícita en el desarrollo de un *ADI* se basa en una serie de suposiciones y simplificaciones que deben ser, en su conjunto, cuidadosamente analizadas. Al respecto, los resultados de un *ADI* pueden llegar a ser particularmente sensibles a las propiedades de los movimientos del terreno bajo consideración, y de las características mecánicas de los sistemas estructurales.

En términos de los registros, es importante pensar en la posible influencia de parámetros tales como el intervalo de tiempo que se considera transcurre entre dos puntos del acelerograma, los factores de escala considerados en términos de su amplitud, y los contenidos de frecuencia y energía, que en ocasiones dependen de manera muy importante del mecanismo de generación, la distancia epicentral ( $R_{CLD}$ ) y la magnitud ( $M_w$ ) del evento que genera el movimiento del terreno. En términos del modelado estructural, puede llegar a ser importante la influencia del tipo de comportamiento histerético, el endurecimiento por deformación del material, y la consideración de los efectos  $P-\Delta$ . En caso de modelos de múltiples grados de libertad, es necesario tomar en cuenta cuidadosamente la influencia de modos superiores, el posible cambio en la localización de la máxima distorsión de entrepiso, así como el tipo y complejidad de sistema estructural estudiado.

No deja de ser interesante mencionar que los estudios llevados a cabo en cuanto al *ADI* suelen reconocer que los resultados que presentan suelen quedar condicionados a las muestras de registros utilizadas, y en estos términos, que suelen hacer falta registros para algunas combinaciones *magnitud-distancia*, particularmente para eventos de alta magnitud con largas distancias epicentrales. Si a estas observaciones se incorpora la que se refiere a la falta de estudios en suelos muy blandos, podrá entenderse por qué el caso de la Zona del Lago del Distrito Federal presenta condiciones que salen del alcance de los estudios actuales en términos de magnitud, distancia y forma espectral.

Ya desde hace varios años, Vanmarcke (1979) observó que el contenido de frecuencias de un movimiento del terreno puede variar significativamente en función de  $M_w$  del evento sísmico que lo genera. Con base en esto, recomendó limitar cuidadosamente el valor de los factores de escala en función del tipo de problema que se pretende estudiar. En atención a una observación como esta, los estudios presentados en esta tesis doctoral consideran los contenidos de energía y frecuencias de los movimientos del terreno en función de la magnitud, y con base en esto indica limitaciones para el uso del *ADI* cuando se le utiliza en un contexto de desarrollo mexicano.

Por años, los esfuerzos de varios sismólogos mexicanos han dirigido su atención a estudiar las propiedades de los movimientos del terreno generados durante eventos sísmicos con diferente magnitud. Aunque en términos de información instrumental se cuenta con unos cuantos registros de acelerogramas generados durante sismos de magnitud elevada, el hecho es que estos esfuerzos de investigación han resultado en metodologías de simulación estocástica, congruentes con la teoría sismológica, para la generación de sismos sintéticos de alta intensidad a partir del uso de acelerogramas reales registrados durante eventos de magnitudes bajas (Joyner y Boore, 1986, Wenneberg, 1990, Somerville, *et al.* 1991, Ordaz, *et al.* 1995, Singh, *et al.* 2000, Kohrs-Sansorny, *et al.* 2005).

En cuanto a los parámetros de demanda estructural, prácticamente todos los estudios llevados a cabo hasta la fecha consideran parámetros relacionados con las demandas de desplazamiento máximo (tal como las demandas máximas de ductilidad y distorsión entrepiso). En cuanto a las circunstancias mexicanas, existe amplia evidencia bibliográfica en cuanto a la importancia de las demandas de energía en el desempeño estructural de las estructuras ubicadas en zonas de suelo muy blando, y de la naturaleza acumulativa del efecto de dichas demandas (Cosenza *et al.* 1993, Rodríguez 1994, Fajfar and Vidi; 1994, Terán 1996, Bozorgnia y Bertero 2003, Terán y Jirsa 2005, Arroyo y Ordaz 2007). Otra de las deficiencias del *ADI* puede establecerse a partir del alcance contemplado para el *PDI*. En particular, el *ADI* ha concentrado su atención en el aspecto estructural del desempeño sísmico, sin contemplar la extrema importancia que el desempeño no estructural y de los contenidos puede tener para un desempeño sísmico adecuado de una edificación.

## 2. SIMULACIÓN DE MOVIMIENTOS DEL SUELO

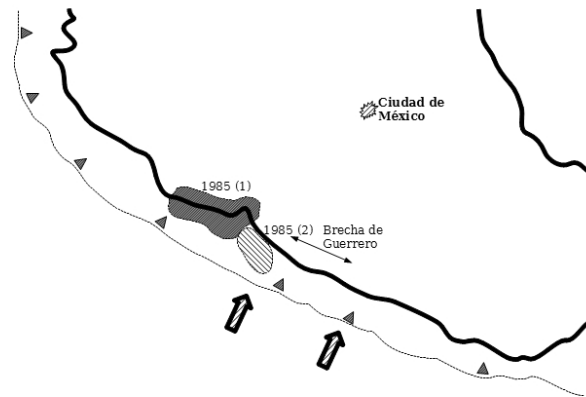
### 2.1 Introducción

Cuando se establece el peligro sísmico al que está sujeto un sistema estructural, es posible entender que los parámetros considerados para describir la intensidad del movimiento sísmico resultan insuficientes para caracterizar la respuesta de dicho sistema y por tanto, su nivel de demanda sísmica. Por ejemplo, no suele ser raro el caso en que un movimiento del terreno con menor aceleración máxima del terreno (*AMT*) demande de un sistema estructural mayor desplazamiento lateral o ductilidad máxima que un segundo movimiento que tenga una mayor *AMT*. Dentro del contexto de un análisis dinámico probabilista, puede entonces entenderse la importancia de contar con una muestra estadísticamente robusta de registros, que sea capaz de reflejar adecuadamente la sismicidad de un sitio en particular y que abarquen de manera adecuada el rango de magnitudes que se considere relevante para el análisis.

Es muy común que en los catálogos y bases de datos de movimientos de terreno, existan lagunas importantes de información. Por ejemplo, hay una falta notoria de acelerogramas registrados durante eventos sísmicos de alta magnitud y distancias epicentrales mayores que 100 kilómetros. Existen varias opciones para llenar los huecos de información. En términos de magnitud, un *ADI* representa registros asociados a magnitudes grandes por medio de movimientos del terreno generados en eventos de magnitud moderada escalados con un parámetro constante. En términos de distancias epicentrales, una práctica común considera el uso de registros con características similares a los de interés, pero generados y registrados en regiones y, a veces, en condiciones de suelo, diferentes. Aunque en ocasiones esta práctica da resultados razonables, son muchos los estudios que destacan que los sismos y movimientos del terreno generados en el ambiente sísmico mexicano exhiben particularidades muy distintivas (Singh y Ordaz 1993, Shapiro *et al.* 2000 y 2002). Dentro de un contexto así, no parece aconsejable completar el catálogo de los movimientos sísmicos mexicanos registrados en el Pacífico Mexicano a partir de movimientos del terreno registrados en sitios con condiciones geológicas y geodinámicas diferentes. Lo anterior ha dado lugar a un desarrollo mexicano importante en cuanto a metodologías que, con base en la sismología, simulan movimientos del terreno para el territorio nacional y eventos sísmicos de diferente magnitud (Ordaz, *et al.* 1995).

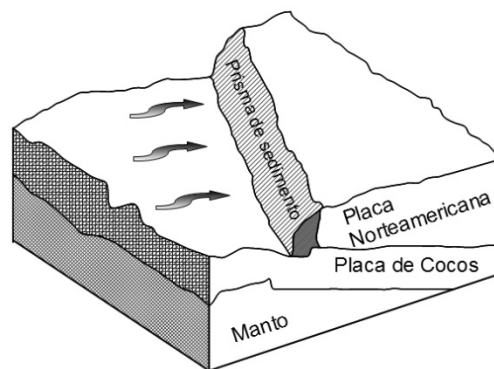
### 2.2 El caso de la Ciudad de México

Para el caso de la Ciudad de México y conforme se ilustra en la Figura 2-1, los principales focos generadores de sismos se ubican a lo largo de la costa del Pacífico, a distancias de 300 y 400 kilómetros de la Ciudad de México. Lo anterior resulta en que los movimientos registrados hasta la fecha en esta ciudad se generaron en su mayoría durante eventos sísmicos de foco lejano, profundidad somera, y correspondientes a mecanismos de subducción.



*Figura 2-1 Esquema básico del proceso de subducción sobre la costa Mexicana al Pacífico.*

En forma adicional a las ya conocidas características del suelo del Valle de México, donde suelen registrarse acelerogramas de larga duración, banda angosta y con efectos de sitio muy característicos; la duración de los registros mexicanos es anormalmente larga. Singh y Ordaz (1993) y Shapiro *et al.* (2001) explican que estos registros suelen presentar una *coda*, la cual se refleja en un alargamiento considerable en la duración de los registros, especialmente para ondas en un rango de frecuencias bajas. Un estudio inicial ayudó a entender esto al modelar un estrato existente de sedimentos muy suaves, de pocos kilómetros de espesor, y ubicado a lo largo de la costa del Pacífico; el cual es producto de un proceso de raspado que sufre la corteza en la placa que se subduce, y que queda expuesto de forma directa a la acción generada por el mecanismo de falla (figura 2-2). Los cambios en la densidad de los materiales que tienen interacción en este proceso alteran la transmisión de ondas, lo que provoca una acumulación de energía en el estrato de sedimentos. Esta energía posteriormente se libera como resonancia en la forma de un tren de ondas de frecuencias bajas que pueden ser identificadas en un rango de 0.02 a 0.6 Hertz (Shapiro, *et al.* 2001).



*Figura 2-2 Esquema prisma de sedimento en la zona de subducción.*

Posteriormente y conforme se ilustra en la Figura 2.3, Shapiro *et al.* (2002) desarrollaron un modelo extendido hasta la Ciudad de México donde se consideró la contribución de elementos adicionales como lo son la masa de agua adyacente a la región generadora y el cambio de densidad generado por el *cinturón neo-volcánico*, los cuales provocan una dispersión de las ondas incidentes antes de llegar al valle de México. Observaron que mientras el efecto total provocado por el prisma de sedimentos y la masa de agua es capaz de provocar un incremento en la duración de un evento sísmico hasta en ochenta segundos; el modelado del efecto del *eje Neo-volcánico* resulta en otro incremento de aproximadamente treinta segundos. Esto resulta en que la duración total de los datos registrados a partir de eventos sísmicos generados en la zona de subducción, sea en promedio tres veces mayor a la observada comúnmente en otras regiones del mundo.

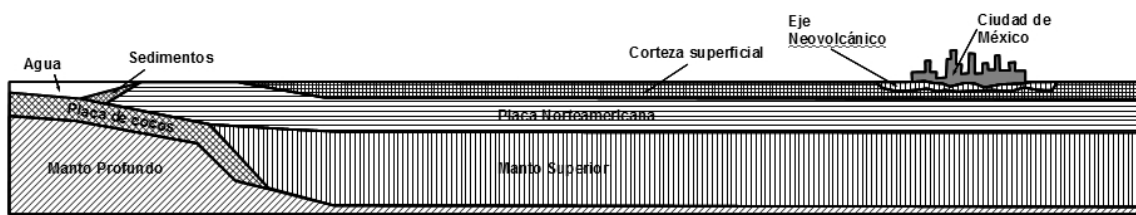


Figura 2-3 Modelo extendido hasta la Ciudad de México. Shapiro *et al.* (2002).

### 2.3 Metodologías de simulación de registros sísmicos

Para hacer posible la simulación de movimientos del terreno en la Zona del Lago (que sea congruente con la complejidad de los mecanismos que dan lugar a ellos), desde el campo de la sismología se han presentado distintas propuestas para establecer acelerogramas sintéticos capaces de emular las propiedades de los movimientos del terreno registrados durante eventos reales. Como lo es el caso de esta tesis, estos métodos podrían usarse para escalar una señal correspondiente a un evento sísmico “pequeño”, para obtener un registro cuyas propiedades como son su intensidad y contenidos de frecuencia y energía, fueran congruentes desde un punto de vista sismológico con un evento de mayor intensidad.

El método más simple que podría utilizarse para escalar un acelerograma es el escalado lineal, el cual implica un incremento o reducción de todos los puntos correspondientes al registro a través de un factor de escala constante. Lo anterior resulta en que el evento escalado exhiba los mismos contenidos de frecuencia y energía que el movimiento original. Al respecto, Krinitsky y Chang (1979) evaluaron estadísticamente la respuesta de sistemas de un grado de libertad (*IGL*) ante la acción de 140 acelerogramas registrados durante setenta eventos. A partir de ello, recomendaron el uso de varios registros y por ende, de varios factores de escala, para considerar las incertidumbres asociadas al uso de un factor de escala para un registro en particular, y argumentaron que la selección de registros debe hacerse de tal manera que aquellos que sean seleccionados permitan el uso de factores de escala lo más bajos que sea posible. Dentro de este



contexto, llegaron a sugerir que si un registro debe escalarse con un factor mayor que cuatro para asociarlo al nivel de intensidad deseado, este debe ser descartado. Con base en esto, concluyeron que de ser preciso escalar un registro para llevar a cabo un análisis dinámico de una estructura, el factor de escala propuesto debe caer en un rango de valores que van desde 0.25 hasta cuatro. Dentro de un contexto muy similar, Vanmarcke (1979) comenta que un incremento lineal de las amplitudes de un registro no permite considerar los cambios importantes observados en sus contenidos de frecuencia y energía conforme se incrementa la magnitud del evento que lo genera.

En términos de un escalado lineal, es práctica común seleccionar cuidadosamente al movimiento del terreno, de tal manera que sus características sean lo más cercanas posible a las del evento que se quiere representar desde una perspectiva estadística. Para ello se definen algunos parámetros que, como la frecuencia de esquina, ayudan a caracterizar a los movimientos del terreno. Otros datos de interés suelen ser la distancia epicentral y las características locales del sitio.

En un intento por darle un mayor alcance al escalado lineal, en ocasiones se cambia el intervalo de tiempo que transcurre entre dos puntos del registro original. En general esto se hace en función del cociente que definen el periodo dominante real del registro bajo consideración, y el periodo dominante deseado para el movimiento escalado. Sin embargo, se ha observado que lo anterior resulta en una modificación del contenido de energía del registro que en ocasiones no es congruente con factores tales como la distancia epicentral y la magnitud del evento sísmico que se requiere “representar”. Además, lo anterior equivale a considerar al registro como un proceso estacionario; situación que se considera inválida desde que Housner (1947) explicó que la estadística de un registro no se mantiene estática a lo largo del tiempo, de tal manera que es importante caracterizarlo como un proceso estocástico no estacionario. De hecho, esta observación de Housner motivó el planteamiento de varios métodos de generación de registros sintéticos, los cuales involucran, conforme muestra la figura 2-4, la generación de ruido blanco estacionario en el dominio del tiempo que se filtra en el dominio de la frecuencia y que finalmente se modula en el dominio del tiempo a través del uso de una envolvente de intensidades que describe un crecimiento paulatino, una región estable y un decaimiento en la zona final. Vale la pena mencionar que al igual que el método de escalado lineal, los métodos de generación basados en los conceptos ilustrados en la figura 2-4, son incapaces de modelar correctamente la variación de los contenidos de frecuencia y energía de un movimiento sísmico.

Para considerar de manera explícita los contenidos de frecuencia y energía de los movimientos del terreno, se planteó el uso de métodos de generación en el dominio de la frecuencia, que combinan espectros de amplitudes de Fourier con espectros *de fase*. Mientras que el espectro de amplitudes de Fourier se obtiene a partir del registro real o en uno basado en conceptos teóricos como el modelo  $\omega^2$  de Brune (1970), el espectro de fase puede plantearse a partir de otra señal,

real o simulada, con el fin de obtener las características deseadas para la señal resultante. El uso de estos métodos hizo posible la generación de registros sintéticos que son compatibles con un espectro de respuesta o de diseño en específico.

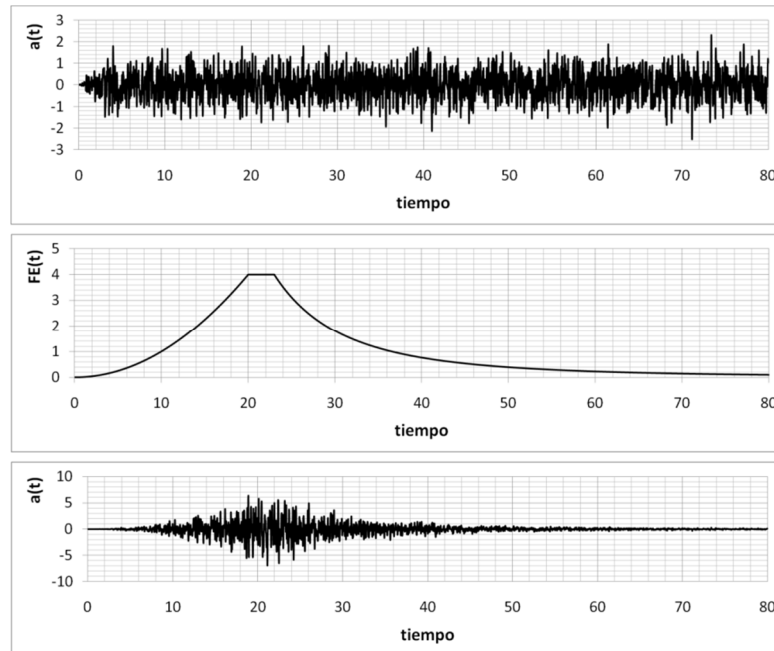
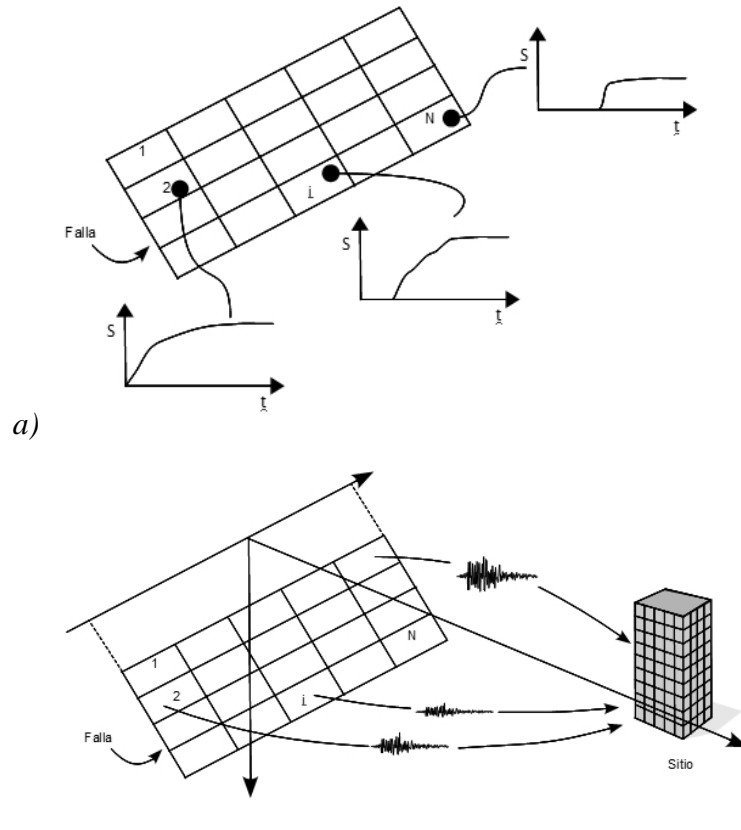


Figura 2-4 Ejemplo de generación en el dominio del tiempo

El uso de la magnitud de momento ( $M_w$ ) y la distancia epicentral ( $R_{CLD}$ ) durante el escalado de movimientos del terreno ha sido estudiada extensivamente en el campo de la sismología por diversos autores y, como consecuencia, se han propuesto diversos métodos para la generación de sismos sintéticos (Hartzell 1978, Hadley y Helmberger 1980, Boore 1983, Irikura 1983, Irikura y Kamae 1994, Joyner y Boore 1986, Boatwright 1988, Wenneberg 1990, Somerville *et al.* 1991, Kanamori *et al.* 1993, Zeng *et al.* 1993, Ordaz *et al.* 1995, Beresnev y Atkinson 1997, Kohrs-Sansorny *et al.* 2005).

## 2.4 Métodos de simulación con funciones de Green empíricas

Este tipo de metodologías se basa en la idea de que el movimiento registrado es el resultado de la suma de múltiples movimientos producidos por el deslizamiento de distintos puntos discretos sobre una superficie de falla hipotética. El uso de registros como funciones de Green empíricas (denominados como *semilla*) ha resultado atractivo debido a que incluyen de forma inherente los efectos de propagación y de sitio.



*Figura 2-5 a) Funciones de deslizamiento en una superficie de falla hipotética. b) Suma de las señales provenientes de los distintos puntos sobre la superficie de falla.*

Dentro de este contexto, es necesario especificar un “proceso de ruptura hipotético”, que define el esquema de suma de las funciones de Green. Cuando se desea simular un registro, primero se especifica la forma en que se desliza, en el tiempo y espacio, cada punto sobre la falla. Una vez que se conoce el movimiento del suelo en el lugar de registro debido al deslizamiento de cada punto sobre la superficie de falla hipotética, el movimiento *total* del suelo se establece a partir de la suma de todos los movimientos causados por el deslizamiento de cada uno de los puntos. La fuente sísmica se describe a partir de la ubicación de la falla y la función de deslizamiento en cada punto sobre la falla. Para crear un modelo de la fuente es necesario considerar las propiedades conocidas de ruptura sísmica, las cuales han sido estudiadas por distintos autores, entre ellos Spudich y Hartzell (1985).

Para el caso de un evento de campo lejano (aquel donde el registro se obtiene a una distancia mayor que la mayor dimensión de la falla generadora), el modelo de fuente total puede representarse por medio de un solo punto que envía disparos a intervalos aleatorios de tiempo, y que toma en cuenta el efecto de parámetros fundamentales como son el momento sísmico y el parámetro de esfuerzos, tanto del evento real como del que desea representarse.

## 2.5 Simulación de suma estocástica en dos etapas

Hoy en día y para el caso mexicano, la metodología de simulación más completa es la propuesta por Kohrs-Sansorny *et al.* (2005). Conforme explican sus autoras, este método se basa en una representación puntual de la fuente sísmica, la cual puede caracterizarse a partir de dos parámetros (Ordaz *et al.* 1995): A) El momento sísmico ( $M_0$ ); y B) El parámetro de esfuerzos ( $\Delta\sigma$ ).

Durante los años noventa del siglo veinte, Wenneberg (1990) y Ordaz *et al.* (1995) llamaron la atención al hecho de que, las metodologías de suma aleatoria de funciones de Green empíricas carecían de un esquema adecuado para la suma aleatoria de las contribuciones de cada disparo de los distintos puntos sobre la superficie de falla, particularmente cuando se deseaba simular registros que correspondieran a eventos sísmicos con magnitudes grandes. Dentro de este contexto e inspiradas por los trabajos de Joyner y Boore (1986) y Ordaz *et al.* (1995), Kohrs-Sansorny *et al.* (2005) propusieron un esquema de suma aleatoria que se desarrolla en dos etapas. Dicho esquema no precisa de información detallada del proceso de ruptura, y es capaz de corregir varios de los problemas que surgen cuando se aplican otras técnicas de simulación ampliamente reconocidas. En particular, la propuesta por Kohrs-Sansorny corrige: A) Los huecos observados en el espectro de Fourier correspondiente a registros generados a partir de la metodología propuesta por Joyner y Boore (1986); B) La sobre-estimación en el rango de frecuencias altas observada en los registros generados a partir de la propuesta de Wenneberg (1990); y C) La baja variabilidad de los parámetros de baja frecuencia de los registros simulados de acuerdo a lo planteado por Ordaz *et al.* (1995).

El esquema de suma de dos etapas es congruente con el modelo  $\omega^{-2}$  en todo el intervalo de frecuencia, el cual ha sido utilizado por distintas generaciones de sismólogos para la predicción y generación de registros de movimiento del suelo (Boore 2003). Además, la metodología de suma estocástica en dos etapas produce simulaciones lo suficientemente distintas entre sí para que puedan asociarse a una multitud de procesos de ruptura; de tal manera que sea posible usar las simulaciones para caracterizar desde un punto de vista estadístico cualquier parámetro de movimiento del suelo (Kohrs-Sansorny *et al.* 2005).

### 3. ALCANCE DE LOS ESTUDIOS

#### 3.1 Introducción

Se introduce el concepto de *Análisis Dinámico Basado en Sismología (ADBS)* como una alternativa para llevar a cabo análisis dinámicos incrementales dentro de un contexto donde solo se tengan disponibles movimientos del terreno generados durante sismos de baja intensidad. Para entender las limitaciones de uso del *ADI*, primero se estudian y comparan los resultados obtenidos a partir de una serie de *ADIs* y *ADBSs* llevados a cabo para diversos sistemas de *IGL*, y se discuten las diferencias observadas en función de  $M_w$ . Luego, se obtienen las curvas de peligro correspondientes a distintos *PDI*s y se resaltan las que presentan las diferencias más significativas.

Posteriormente y para comprender si es posible considerar al *ADI* como un buen estimador de las demandas de comportamiento en el intervalo no lineal, este trabajo centra su atención sobre dos *PDI*s, y discute cómo el uso de los resultados del *ADI* influye dentro del marco del análisis probabilista de peligro sísmico. Los resultados obtenidos con el *ADI* y el *ADBS* para un nuevo conjunto de sistemas de *IGL* son comparados como función de una *MI* normalizada. Finalmente se comparan las tasas de excedencia calculadas por ambos grupos de resultados, y se define, dentro del intervalo de comportamiento no lineal, los valores límites de la *MI* para los que el *ADI* ofrece caracterizaciones razonables de las demandas sísmicas.

#### 3.2 Análisis Dinámico basado en Sismología

Un análisis dinámico basado en sismología consiste en un análisis dinámico evolutivo que sigue prácticamente el mismo procedimiento que un *ADI*, excepto por el hecho de que como alternativa al escalado lineal, considera el escalado de los movimientos del terreno a partir del uso de un método de simulación que contempla los conceptos establecidos en el campo de la sismología. Los resultados de un *ADBS* se presentan en un formato similar al de un *ADI*; esto es, se establece una curva de capacidad dinámica que en eje de las abscisas considera los valores del *PDI* de interés, y en el eje de las ordenadas la *MI* bajo consideración. Para la determinación de los movimientos del terreno escalados, se considera un conjunto de movimientos semilla que reflejan, de acuerdo a la teoría sismológica, las características de la fuente generadora y del sitio donde se registra el movimiento. Para obtener los resultados reportados en esta tesis se utilizó la metodología propuesta por Kohrs-Sansorny *et al.* (2005), y se enfatiza que dentro del contexto del uso de dicha metodología, la semilla (registro real de baja intensidad) utilizada debe contener toda la información requerida en términos de distancia epicentral, y los efectos de directividad y sitio.

Es importante mencionar que así como los resultados del *ADI* dependen de los movimientos del terreno utilizados, los resultados obtenidos con un *ADBS* también dependen de consideraciones tales como:

- La selección de los movimientos semilla, y los valores de  $M_w$  y del parámetro de esfuerzos ( $\Delta\sigma$ ) para estos registros.
- El diferencial de  $M_w$  que se aplique entre los distintos bloques de simulación.
- El número de registros simulados para cada valor de  $M_w$  bajo consideración.

### 3.3 Sitios y registros considerados

El estudio aquí presentado considera movimientos del terreno registrados durante eventos interplaca ocurridos a lo largo de la zona de subducción del estado de Guerrero. Mientras que la Figura 3-1 presenta los epicentros de los eventos bajo consideración; la Tabla 3-1 resume sus características. En la tabla,  $M_0$  denota el momento sísmico,  $H$  la profundidad focal y  $\Delta\sigma$  el parámetro de caída de esfuerzos. Note que estos movimientos del suelo fueron registrados durante eventos cuya magnitud puede considerarse pequeña o moderada.

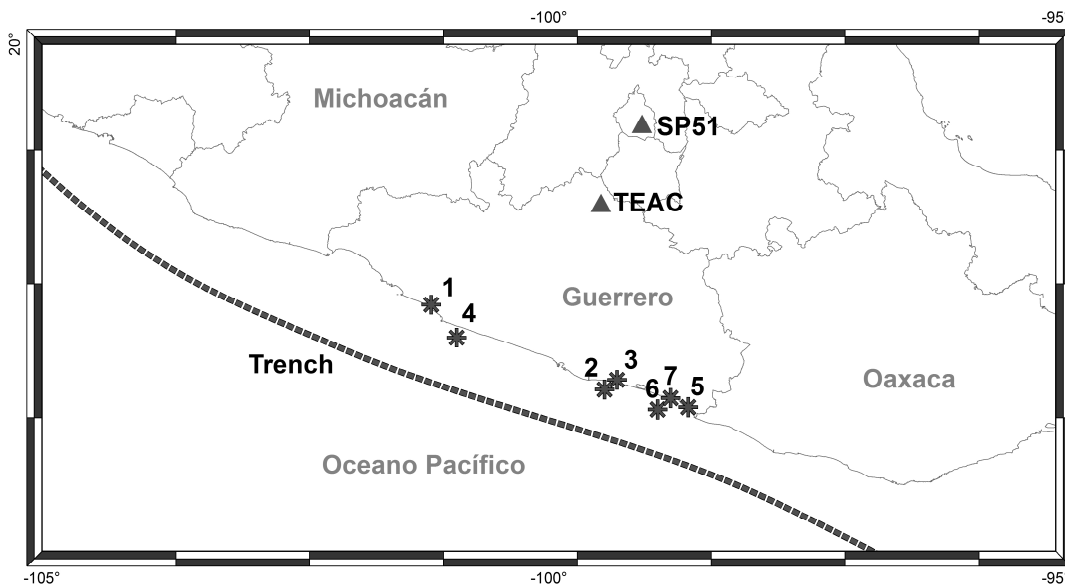


Figura 3-1 Ubicación de epicentros de los eventos considerados y estaciones de registros consideradas.

Tabla 3-1 Registros considerados

Evento	Fecha (AAMMDD)	Coord. Geográficas		$M_o$ (dyn-cm)	$M_w$	$\Delta\sigma$	Clave de Fuente
		Lat.	Long.				
1	880208	17.45	-101.19	7.37E+24	5.8	524.00	Petatlán
2	890425	16.61	-99.43	2.39E+26	6.9	89.12	San Marcos
3	890502	16.68	-99.41	1.91E+24	5.5	154.00	San Marcos
4	900531	17.12	-100.88	7.49E+24	5.9	144.54	Guerrero Central
5	930515	16.47	-98.72	1.41E+25	5.5	129.00	Ometepec
6	931024	16.65	-98.87	1.01E+26	6.6	10.00	Ometepec

$M_w$ ,  $M_o$ ,  $H$  y el epicentro de los eventos sísmicos se obtuvieron de Pacheco y Singh (2010); el parámetro de esfuerzos fue definido de acuerdo con Humphrey y Anderson (1994) para los eventos 1, 2, 3 y 4; con Singh et al. (2000) para el evento 5; con Ordaz y Singh (1992) para el 6.

Se consideraron dos sitios para la generación de acelerogramas sintéticos: A) Teacalco (*TEAC*), que corresponde a terreno firme (roca) ubicado en la zona de mayor sismicidad del estado de Guerrero; y B) Sector Popular (*SP51*), ubicado en la Zona del Lago del Distrito Federal, la cual se conforma por depósitos de arcillosos soportados sobre capas duras de arena, que exhiben un alto contenido de humedad, y que tienen espesores que van de los 10 a los 100 metros de profundidad (Ordaz y Singh, 1992). Los movimientos del suelo registrados en la Zona del Lago del Distrito Federal exhiben un contenido de frecuencias de banda angosta, y su espectro de Fourier suele mostrar amplificaciones espectrales de consideración, esto alrededor de la frecuencia dominante del terreno, la cual suele encontrarse en un rango de valores que va desde los 0.2 hasta los 0.7 Hertz. En el caso particular del sitio *SP51*, se han obtenido registros de naturaleza armónica con un período dominante cercano a los 2.0 segundos.

Bajo la consideración de que fueron registradas dos componentes en cada uno de los seis eventos incluidos en la Tabla 3-1, se cuenta con un total de doce registros para cada uno de los dos sitios de interés. La Figura 3-2 presenta, para un 5% de amortiguamiento crítico, los espectros medios de pseudoaceleración ( $S_A$ ) para las dos componentes registradas en cada uno de eventos sísmicos. En lo que se refiere al sitio *SP51*, es posible observar que los espectros suelen alcanzar su valor pico para un periodo de dos segundos, lo que coincide con el periodo dominante del terreno. Suele observarse además un segundo pico de menor magnitud para un periodo cercano a los 0.5 segundos. En cuanto al sitio *TEAC* y por tratarse de roca, existe una mayor dificultad para definir el periodo dominante de la excitación, lo que resulta en que el valor pico de los espectros quede asociado a diferentes valores de periodo que por lo general oscilan entre 0.8 y 1.0 segundos.

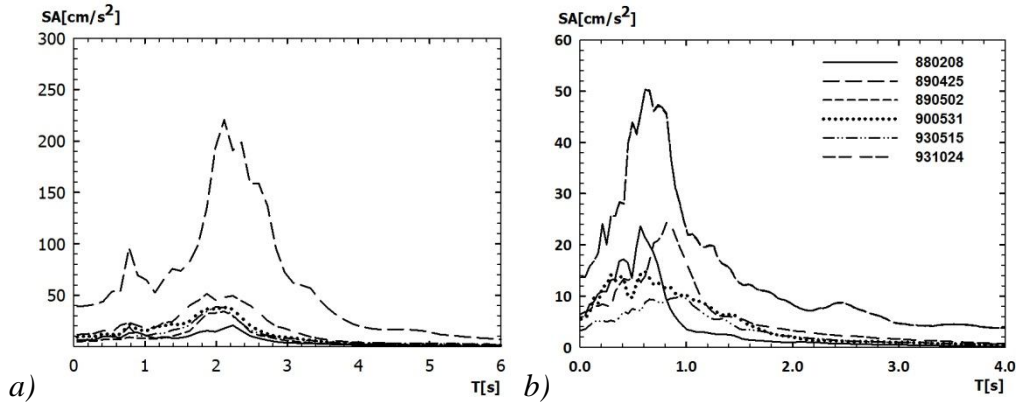


Figura 3-2 Presentación de los espectros de los registros semilla considerados en este estudio para las dos estaciones consideradas: a) SP51 b) TEAC.

Previo al evento del 19 de septiembre de 1985, existían pocas estaciones acelerográficas instaladas en México, y el Distrito Federal contaba solamente con seis aparatos. Solo uno de ellos registró un movimiento del terreno en un sitio (*Secretaría de Comunicaciones y Transportes*) con características similares a las encontradas en el sitio *SP51*. A pesar de que a partir del evento de 1985 el número de estaciones de registro se incrementó de manera importante, desde entonces solo se han registrado movimientos del terreno para eventos de magnitudes moderadas y pequeñas. Por un lado, vale la pena mencionar que los movimientos registrados en el sitio *SP51* exhiben ordenadas espectrales de pseudo-aceleración que son ligeramente mayores que aquellas correspondientes a los espectros de los movimientos registrados en la *Secretaría de Comunicaciones y Transportes*. Por el otro lado, es muy importante explicar que el sitio *SP51* puede considerarse un caso típico dentro del contexto planteado para esta tesis: un sitio de alto peligro sísmico ubicado en suelo muy blando, y para el cual se tiene información instrumental limitada a movimientos del terreno de baja intensidad. Conforme a lo explicado con anterioridad, resulta difícil saber si el contexto a partir del cual se planteó el uso de un *ADI* hace posible el uso de este tipo de análisis en un sitio así.

La Figura 3-3 ilustra el efecto de amplificación espectral que exhiben los sitios ubicados en la Zona del Lago del Distrito Federal. Para ello, se utilizaron los registros obtenidos en la estación *CU* (roca) durante los eventos del 19 de septiembre de 1985 ( $M_w=8.1$ ) y del 2 de febrero de 1988 ( $M_w=5.8$ ) para obtener los espectros de Fourier mostrados en la Figura 3.3a. Posteriormente, se utilizó la teoría de propagación unidimensional de ondas para filtrar ambos registros a través de un medio con propiedades similares al que subyace al sitio *SP51*, para obtener dos nuevos registros sintéticos que concuerdan con la respuesta del suelo blando durante cada uno de los eventos bajo consideración.



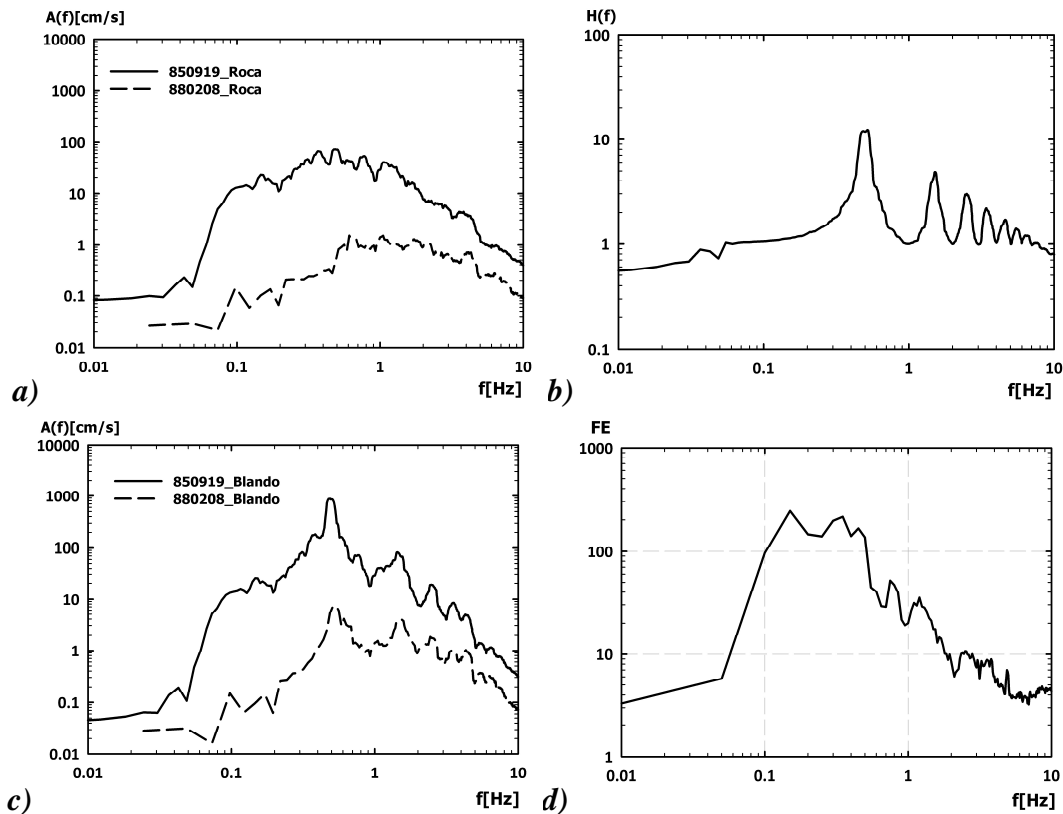


Figura 3-3 a) Espectros de Fourier en roca (eventos de 1985 y 1988) b) Función de transferencia c) Espectros de Fourier en suelo blando (eventos de 1985 y 1988) d) Factores de escala resultantes en suelo blando.

La Figura 3-3b grafica la función de transferencia (suelo firme a suelo blando) usada con este propósito. La Figura 3-3c muestra que los espectros de Fourier correspondientes a los dos nuevos movimientos son similares en cuanto a su forma y alcanzan su máximo en la misma frecuencia. A través de los cocientes de ordenadas espectrales mostrados en la Figura 3-3d, es posible establecer que la diferencia en términos de  $M_w$  que exhiben los registros de los eventos de 1985 y 1988 en condiciones de suelo blando, resulta en ordenadas espectrales de 1985 sean hasta cien veces mayores que las correspondientes al de 1988. Sin embargo, note que los cocientes espectrales cambian de manera importante su valor con respecto al valor de la frecuencia, hecho que claramente indica un cambio importante en el contenido de frecuencias. Lo anterior puede entenderse a partir de la ubicación de los máximos, tanto de los espectros de Fourier como de la función de transferencia. Mientras que la localización del valor máximo del espectro del evento de 1985 prácticamente coincide con el valor máximo de la función de transferencia, el valor máximo del espectro correspondiente al evento de 1988 coincide con un valor bajo de la función de transferencia. Lo anterior resulta en que la amplificación espectral debida a las condiciones del suelo no sea tan relevante para el evento de 1988 como para el de 1985.

Otro ejemplo de la influencia de la magnitud del evento sísmico en el contenido de frecuencias del movimiento del terreno se muestra en la Figura 3-4, la cual compara espectros de amplitudes

de Fourier para movimientos del terreno asociados a eventos sísmicos con  $M_w$  de 5, 6, 7 y 8; y sitios de roca ubicados en el estado de California, EE.UU. (Atkinson y Silva 2000). La influencia de  $M_w$  en la forma de los espectros es evidente, particularmente en lo que se refiere al incremento de las ordenadas espectrales para frecuencias menores de 3.0 Hertz conforme se incrementa la magnitud del evento sísmico.

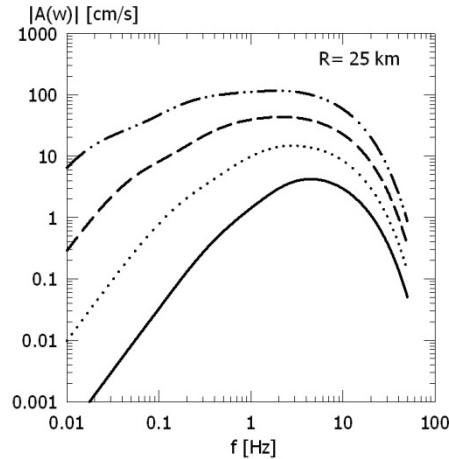


Figura 3-4 a) Espectros de Fourier teóricos a una distancia de 25km y  $M_w$  de 5, 6, 7 y 8.

El escalado lineal de los movimientos del terreno contemplado para llevar a cabo un *ADI* ignora los efectos ilustrados en las Figuras 3-3 y 3-4. Mientras que el uso de un número reducido de registros que se escalan linealmente para representar un amplio rango de magnitudes puede llegar a tener sentido cuando solo se contempla el escalado para una magnitud mayor en una unidad, el esfuerzo invertido en el campo sismológico para escalar registros sugiere que esto podría no ser correcto si el escalado contempla dos o más unidades de magnitud.

Para alcanzar los objetivos de esta tesis, se conformaron tres muestras de acelerogramas para cada uno de los dos sitios de interés. La primera muestra, denotada *MLINEALI*, queda formada para cada sitio por los doce registros disponibles. Debido a la falta de registros de movimientos del terreno generados durante eventos con  $M_w$  de 7.0 o mayores, los factores requeridos por el escalado lineal de los movimientos de la muestra *MLINEALI* para obtener curvas de *ADI* que abarquen el rango de magnitudes de interés para este estudio, son significativamente mayores que los usados en estudios previos. En particular, mientras que los mayores factores de escala bajo consideración aquí son del orden de cien; los valores máximos considerados por Iervolino y Cornell (2005) están cercanos a seis. En términos de magnitud, lo anterior implica escalar los movimientos del terreno en tres y una unidad de magnitud, respectivamente.

Para la segunda muestra de movimientos del terreno (denotada aquí como *MSISMOL*), se decidió usar la técnica de simulación de suma estocástica en dos etapas de Kohrs-Sansorny *et al.* (2005) para generar acelerogramas sintéticos. Esta técnica requiere del valor de dos parámetros para el

evento que se desea simular:  $M_0$  and  $\Delta\sigma$ . Se simularon movimientos del terreno para diferentes valores postulados de  $M_w$  que consideraron intervalos de magnitud de 0.1. Para el primero, cuarto y quinto eventos, se generaron movimientos del terreno para valores de  $M_w$  que fueron de 6.5 a 8.2. Las magnitudes bajo consideración para el segundo, tercero, sexto y séptimo eventos son: A) 7.5 a 8.2; B) 6.0 a 8.2; y C) 7.0 a 8.2 respectivamente. Para cada valor postulado de  $M_w$ , se generaron diez acelerogramas sintéticos para cada función de Green disponibles (cada uno de los doce movimientos disponibles en cada sitio de interés se consideró una función de Green), lo que resultó en un total de 5,000 registros. Mientras que el valor de  $M_0$  para las simulaciones se estimó de acuerdo con la propuesta de Kanamori (1979):

$$M_0 = 10^{(1.5M_w+16.1)} \quad (3.1)$$

el valor del parámetro de esfuerzos para el evento que se simula ( $\Delta\Sigma$ ) se supuso igual al valor del parámetro de esfuerzos correspondiente a la función de Green empírica ( $\Delta\sigma$ , en Tabla 2-1). Vale la pena mencionar, por un lado, que a pesar de todos los esfuerzos invertidos en el ámbito de la sismología, el parámetro de caída de esfuerzos es un concepto que no ha sido caracterizado cabalmente, por lo que suele manejarse como un parámetro *libre*. Por el otro lado, la suposición anterior puede resultar en simulaciones del movimiento del terreno ligeramente conservadoras, ya que el valor de este parámetro normalmente se reduce conforme se incrementa la magnitud del evento.

Para aportar elementos que permitan entender la pertinencia de usar la metodología de Kohrs-Sansorny *et al.* (2005) bajo los supuestos hechos aquí, la Figura 3-5 compara espectros de pseudo-aceleración obtenidos a partir de registros reales y sintéticos. La comparación contempla para cada uno de los dos sitios de interés los percentiles 12.5%, 50.0% y 87.5% correspondientes al total de registros simulados para una  $M_w$  de 8.0 (líneas punteadas). Además, la figura incluye los espectros de  $S_A$  correspondientes a la media geométrica de las dos componentes horizontales correspondientes a los dos sitios de interés para el evento de Michoacán de 1985 (vale la pena mencionar que este ha sido el único evento de subducción con un valor alto de  $M_w$  para el que se disponen registros). Note que existe una muy buena correspondencia entre las características de los espectros obtenidos a partir de los acelerogramas sintéticos con aquellas correspondientes a los espectros establecidos a partir de los movimientos reales; esto a pesar de que no se utilizaron movimientos del terreno generados en la región de Michoacán como funciones de Green.

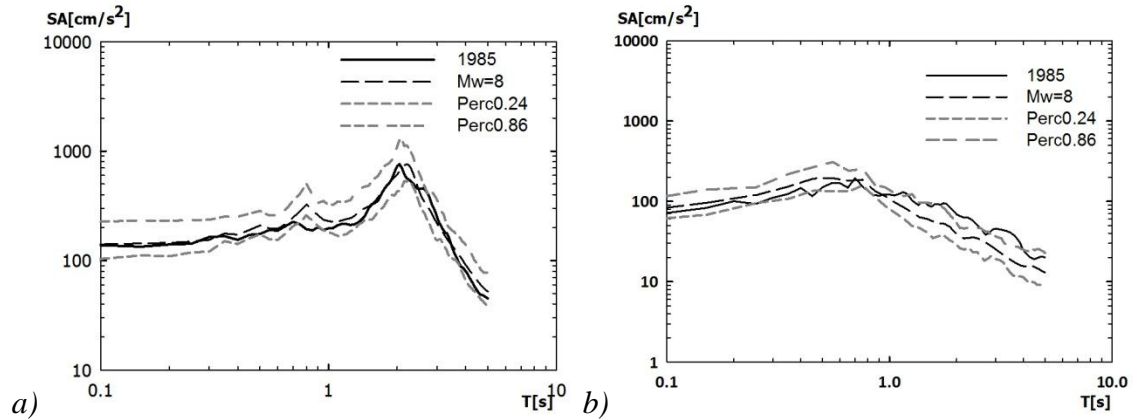


Figura 3-5 Comparativa entre espectros provenientes de eventos reales y simulados.  
 a) Estación SP51 b) Estación TEAC

Por un lado y en lo que atañe al sitio *SP51*, es importante mencionar que no hubo registros en este sitio durante el evento principal de 1985, de tal manera que la comparativa presentada en la Figura 3-5 considera los movimientos del terreno registrados en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, sitio que exhibe características dinámicas muy similares a las del *SP51*. Por otro lado, los movimientos del terreno registrados en el sitio *TEAC* durante 1985 corresponden a una distancia epicentral de 281 kilómetros. En términos de la comparativa mostrada en la Figura 3-5, las distancias epicentrales para los eventos considerados están cercanas a 200 kilómetros; de tal manera que para la comparación mostrada se modificaron los registros de 1985 por factores apropiados de dispersión geométrica y atenuación anelástica.

Finalmente y para alcanzar de manera cabal los objetivos de la tesis, se consideró el uso de un tercer conjunto de registros, denotado *MLINEAL2* y el cual se conformó a partir de cien registros sintéticos generados con la metodología de Kohrs-Sansorny *et al.* para una magnitud  $M_w$  de 7.0. Para ello, se consideraron como funciones de Green empíricas cinco de los catorce registros que conforman la muestra *MLINEAL1*. Debido al mayor valor de  $M_w$  considerado para la muestra *MLINEAL2*, los movimientos del terreno contenidos en dicha muestra requieren de menores valores para sus factores de escala lineal (que ahora caen en un intervalo que va desde 0.1 hasta 10) para cubrir el intervalo completo de magnitudes considerados para este trabajo. En términos de magnitud, los movimientos contenidos en la muestra *MLINEAL2* requieren ser escalados hacia arriba y hacia abajo una unidad de magnitud. En este sentido, los factores de escala contemplados para la muestra *MLINEAL2* se conforma bastante bien a los usados en los estudios llevados a cabo a nivel internacional alrededor del uso del *ADI*.

Un ejemplo del efecto del escalamiento por medio de factores lineales puede apreciarse en la figura 3-6, donde para el caso del sitio *SP51* es más evidente el incremento en los valores de  $SA(T)$  para valores de  $T$  menores a 1 segundo tanto para las muestras *MLINEAL1* y *MLINEAL2*. Por el contrario, mientras que para el caso de *TEAC*, el incremento desproporcional de los

valores de  $SA(T)$  es más evidente para  $MLINEAL1$  en valores de  $T$  menores o igual a 0.4 s que en la muestra  $MLINEAL2$ .

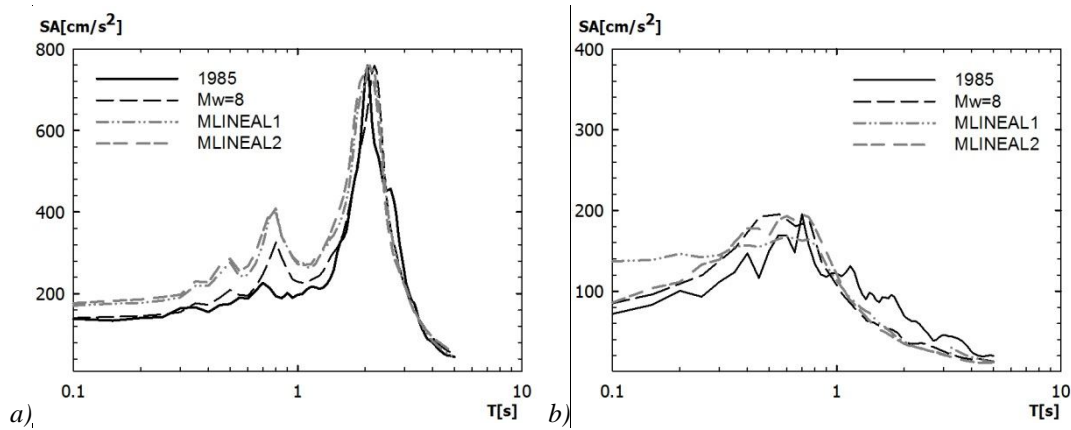


Figura 3-6 Comparativa entre los valores medios de las muestras consideradas.  
a) Estación SP51 b) Estación TEAC

### 3.4 Sistemas de IGD L

Conforme a lo mostrado en la Figura 3-7, se consideran dos tipos de comportamiento histerético para los sistemas de  $IGL$ : A) elasto-plástico perfecto ( $EPP$ ); y B) bilineal con pendiente post-fluencia negativa ( $BPN$ ). Aunque simples, estos modelos histeréticos son capaces de proveer estimaciones razonables para las demandas sísmicas no lineales de una amplia variedad de estructuras (Tothong y Cornell 2006, Tothong y Luco 2006). Mientras que el modelo  $EPP$  fue seleccionado para analizar la respuesta genérica de estructuras regulares de acero, el modelo  $BPN$  se contempló por su capacidad para modelar los efectos  $P-\Delta$ .

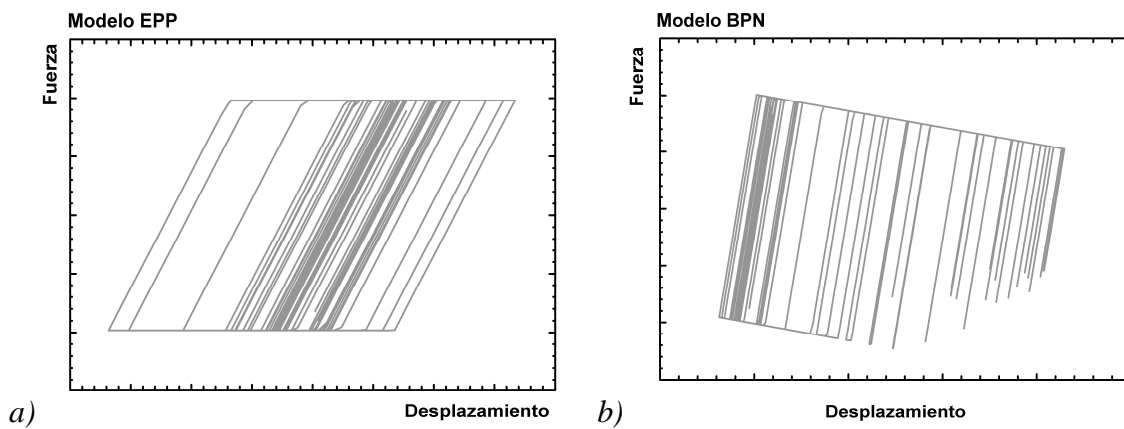


Figura 3-7 Modelos de comportamiento histerético considerados en este trabajo.

El modelo *EPP* de un sistema estructural en particular se define por medio de su periodo ( $T$ ) y coeficiente sísmico ( $c$ ), que representa el cociente de la resistencia lateral del sistema y su peso. Para el caso del modelo *BPN*, se contempla además el cociente entre el valor absoluto de la rigidez post- fluencia y la rigidez lateral correspondiente al intervalo elástico ( $\theta$ ). Note que para el modelo *EPP*,  $\theta$  es igual a cero. Inicialmente, se consideran valores de  $T$  que van desde 0.1 hasta 6.0 segundos, y valores de  $\theta$  que van de 0.0 hasta 0.3. En cuanto a los valores del coeficiente sísmico, se abarca un rango de 0.015 hasta 2.0 para el sitio *SP51*, y otro de 0.015 hasta 0.40 para *TEAC*. Para todos los casos se considera 5% de amortiguamiento crítico.

### 3.5 Parámetros de demanda ingenieril

Conforme a lo discutido con anterioridad, la mayoría de los estudios existentes desarrollados alrededor del uso del *ADI* han enfocado su atención al desplazamiento o deformación lateral máxima de los sistemas estructurales sismorresistentes. Dentro de este contexto, la ductilidad máxima y el desplazamiento relativo máximo han sido comúnmente usados para caracterizar al *PDI*. Pocos estudios, como el de Shome *et al.* (1998) y Bojórquez *et al.* (2012), han considerado el uso de parámetros de naturaleza acumulativa, tal como las demandas de energía plástica. Para ampliar el entendimiento de las implicaciones del uso del *ADI* dentro del contexto mexicano, los estudios reportados en esta tesis consideran cinco *PDI*s: A) La ductilidad máxima en términos de desplazamiento lateral ( $\mu$ ); B) La energía histerética normalizada ( $NE_{H\mu}$ ); C) La aceleración absoluta ( $aa$ ); D) La velocidad relativa ( $V_R$ ); y E) La energía de entrada ( $E_E$ )

La  $\mu$  y la  $NE_{H\mu}$  fueron consideradas con el fin de contemplar demandas sísmicas que tienden a ser independientes y dependientes, respectivamente, de la duración del movimiento del terreno. En términos de evaluar las tasas de excedencia para demandas sísmicas que afectan los contenidos, se consideraron  $aa$  y  $V_R$ . Finalmente, se consideró  $E_E$  por haber sido considerada una medida de la energía total que ingresa al sistema estructural.

### 3.6 Comparación

Para evaluar de forma inicial la pertinencia de usar un *ADI* para caracterizar de manera probabilista las demandas sísmicas no lineales en sistemas estructurales ubicados en los dos sitios de interés, se llevaron a cabo varios análisis dinámicos incrementales.

Por un lado, se llevaron a cabo dos *ADIs* multi-registro para establecer dos curvas medianas de capacidad dinámica para los *PDI*s bajo consideración: A) Una para la muestra *MLINEAL1*; y B) Otra para la muestra *MLINEAL2*. Los *ADIs* llevados a cabo con los movimientos del terreno incluidos en las muestras *MLINEAL1* y *MLINEAL2* se denotan, respectivamente, *ADIML1* y *ADIML2*. Luego se llevó a cabo un tercer análisis dinámico incremental tipo *ADBS* con los movimientos del terreno considerados en la muestra *MSISMOL*. Aunque los resultados obtenidos

partir de los acelerogramas incluidos en la muestra *MSISMOL* pueden graficarse en una curva de capacidad dinámica (como la contemplada para resumir los valores de un *ADI*), este tipo de análisis no puede considerarse un *ADI*. Conforme a lo discutido antes, un análisis dinámico incremental que considere el uso de movimientos escalados conforme a la teoría sismológica se denotará un *Análisis Dinámico Basado en Sismología (ADBS)*.

Los resultados obtenidos a partir del análisis *MSISMOL* pueden compararse con aquellos establecidos a partir de los análisis *ADIML1* y *ADIML2*, y a partir de esto cuantificarse la precisión del *ADI* a través del parámetro  $z$ , definido como:

$$z(PDI_i) = \ln(PDI_i) - \ln(PDI_i^{ADI}) \quad (3.1)$$

donde  $PDI_i$  es, dentro del contexto del *ADBS*, el valor del *PDI* correspondiente al  $i$ -ésimo valor de la *MI*, y  $PDI_i^{ADI}$  es la ordenada de la curva mediana del *ADI* correspondiente al mismo valor de *MI*. Sean  $b$  y  $\sigma_{IDA}$  el valor esperado y la desviación estándar de  $z$ , respectivamente. Note que el primer parámetro es una medida del nivel del residual introducido por el escalado lineal de los movimientos del terreno dentro del contexto de un *ADI*. Mientras que un valor de  $b$  positivo implica que la curva mediana del *ADI* subestima, en promedio, los resultados del *ADBS*; un valor negativo implica una sobrestimación. En cuanto al segundo, este representa una medida de la desviación del *ADI* respecto al *ADBS*. Ambos parámetros ( $b$ ,  $\sigma_{IDA}$ ) pueden establecerse en función del valor de  $M_w$  y de la fuente sísmica de donde proviene la semilla. Más allá de reportar los valores de  $z$  para los casos que se han considerado de interés para esta tesis, en el Capítulo 4 se comparan las curvas dinámicas de capacidad establecidas con los *ADIs* y el *ADBS*.

Con el fin de apreciar en mayor detalle las implicaciones de usar los resultados obtenidos a partir de un *ADI* durante la estimación del peligro sísmico para un sitio y estructura en particular, se calculan tasas de excedencia para los diferentes *PDI*s a partir de las curvas medianas obtenidas de los *ADIs* y de sus correspondientes desviaciones estándar proyectadas en un espacio log-normal:

$$\nu(PDI) = \int_0^{\infty} P(PDI > pdi | MI) \left| \frac{d\nu(MI)}{dMI} \right| dMI \quad (3.2)$$

donde  $\nu(MI)$  representa la curva de peligro para la *MI* y  $P(PDI > pdi | MI)$  corresponde a la probabilidad de que *PDI* exceda el valor de  $pdi$ , condicionado al valor de la *MI* y las propiedades del sistema de *IGL*. Para el cálculo de  $P(PDI > pdi | MI)$  se asume que la función de densidad de probabilidad de *PDI* dado *MI* corresponde a una log-normal cuyos parámetros se establecen de acuerdo a los resultados obtenidos en el *ADI*.

Además, se establecen curvas de peligro para la muestra *MSISMOL*. En este caso, las curvas se establecen de manera empírica por medio de dividir el número de casos en que el valor de *PDI* excede al de *pdi* entre el total de casos considerados para el análisis. Esto permite comparar dos juegos de curvas de peligro sísmico; por un lado las obtenidas a partir de los *ADI* y por el otro las correspondientes al *ADBS*.

Para el caso de los sistemas de *IGL* que consideran los efectos *P-Δ*, se consideran durante el planteamiento de las curvas de peligro sísmico los análisis paso a paso no completados debido al colapso del sistema:

$$P(PDI > pdi | MI) = \hat{P}(C | MI) + \hat{P}(PDI > pdi | MI) \quad (3.3)$$

donde  $\hat{P}(C | MI)$  representa la probabilidad de colapso para el conjunto de análisis llevados a cabo, y  $\hat{P}(PDI > pdi | MI)$  es la probabilidad parcial de que el valor de *PDI* sea mayor que *pdi*. A partir de lo anterior la probabilidad  $P(PDI > pdi | MI)$  puede expresarse como:

$$P(PDI > pdi | MI) = \hat{P}(C | MI) + (1 - \hat{P}(C | MI))(1 - P(PDI \leq pdi | MI)) \quad (3.4)$$

### 3.7 Definición del parámetro que limita la aplicabilidad del ADI

Conforme a lo discutido con anterioridad, el *ADI* contempla encadenar una serie de análisis dinámicos donde cada registro de aceleraciones se escala de forma secuencial al multiplicar por factores constantes, los cuales se definen con diversos criterios.

Con el fin de determinar el valor máximo de intensidad (o en este caso *R*) para el cual un *ADI* ofrece caracterizaciones razonables de las demandas no lineales en los sistemas de un *IGL*, se define un parámetro denominado como *Rlim*.

Inicialmente se revisaron diversos criterios que se fundamentaban en la relación de los valores medios calculados para cada método de análisis, la relación de sus covarianzas, parámetros que correspondían al área de “desempalme” entre las dos funciones de densidad de probabilidad que se formarían con las demandas obtenidas por medio el *ADI* y el *ADBS*, las cuáles consideran como hipótesis fundamental que el valor de las desviaciones estándar obtenidas a partir del *ADBS* y el *ADI* son muy similares.

Después de revisar los diferentes criterios, se verificó la hipótesis de la similitud entre los valores de desviación estándar estimadas para el *ADBS* y el *ADI*, y se observó que los valores de *Rlim* estimados con los distintos criterios no difieren en más del 5% respecto de considerar un criterio más simple y directo como lo es la estimación directo del sesgo entre los valores de medianas de



ambos análisis, el cual se define como  $|b_{ADI}|$ . Más aún, el valor absoluto de  $|b_{ADI}|$  muestra un comportamiento prácticamente monótono mucho más estable conforme se incrementa el valor  $R$ .

En este sentido, se decidió considerar establecer dos valores límite de  $|b_{ADI}|$  igual a 0.10 y 0.20, con lo que igualmente es posible uniformizar los valores calculados para los  $PDI$ s considerados.

## 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 4.1 Introducción

A través de la comparación de las demandas no lineales obtenidas por medio del *ADI* y el *ADBS*, este capítulo analiza la aplicabilidad del *ADI* dentro de diferentes contextos. La información se resume en varias figuras y tablas, de tal manera que el lector disponga de suficiente información para juzgar los resultados presentados, y para entender de manera clara y concisa su evolución en función de un incremento en la medida de intensidad del sismo.

La primera sección de este capítulo presenta la manera en que están organizados los resultados y las consideraciones hechas para obtenerlos. La segunda sección muestra una serie de comparaciones iniciales a partir de cuantificar de manera directa las diferencias observadas entre los resultados del *ADI* y del *ADBS* en función de  $M_w$  y la fuente sísmica. Se consideran diferentes parámetros de respuesta como son las demandas de: A) Ductilidad máxima; B) Energía plástica normalizada; C) Aceleración absolutas; D) Velocidad relativa; y E) Energía de entrada.

La tercera sección argumenta que al final de cuentas, las demandas sísmicas estimadas con un *ADI* encuentran su mayor utilidad durante la caracterización del riesgo sísmico y, dentro de este contexto, evalúa la pertinencia de estimar tasas de excedencia a partir de los resultados obtenidos con un *ADI*.

Para hacer posible una comparación más directa entre los resultados obtenidos del *ADI* y del *ADBS*, la cuarta sección enfoca su atención a las dos demandas que conducen a las mayores diferencias: A) Ductilidad máxima; y B) Energía plástica normalizada. Para facilitar la discusión de los resultados presentados, se normalizó la *MI* con respecto a la resistencia del sistema estructural bajo consideración; y los resultados del *ADBS* se resumen en una curva de capacidad dinámica similar a la utilizada para resumir los resultados obtenidos con el *ADI*.

Dadas las diferencias observadas en la cuarta sección, la quinta sección cuantifica los valores máximos de la *MI* normalizada para los que los resultados del *ADI* y del *ADBS* presentan una coincidencia razonable. Lo anterior hace posible plantear valores límites para el factor utilizado para el escalado lineal de los movimientos del terreno considerados por un *ADI*.

Finalmente, la sexta sección presenta dos ejemplos que ilustran el uso de los valores límite para la *MI* normalizada.

En términos de los análisis llevados a cabo para sistemas de *IGL* con comportamiento histerético tipo *BPN*, se consideró que la ocurrencia de un cambio en el signo de la fuerza mientras el sistema incrementa su deformación lateral en la misma dirección, implica una inestabilidad

dinámica. En estos casos no se consideraron los resultados del análisis para construir la curva de capacidad dinámica. Como consecuencia, existen regiones de las curvas de capacidad dinámicas caracterizadas por la información provista por pocos acelerogramas.

## 4.2 Resultados iniciales

Las figuras 4-1 a 4-5 resumen los resultados obtenidos a partir de un *ADI* y un *ADBS* de dos sistemas de *IGL* ubicados en el sitio *SP51*. Como *MI* se considera la ordenada elástica de pseudo-aceleración correspondiente el periodo de los sistemas. Se consideran las demandas de ductilidad máxima, energía plástica normalizada, aceleración absoluta, velocidad relativa y energía de entrada. Inicialmente se consideró de interés estudiar la respuesta de sistemas cuyo periodo coincidiera con el periodo dominante de los movimientos del terreno (2 s); ya que en terrenos muy blandos dichos sistemas exhiben los mayores niveles de respuesta en términos de los cinco parámetros bajo consideración. Se consideró además un coeficiente sísmico de 0.1, y dos valores de  $\theta$ , 0.0 y 0.03. Mientras que las líneas continuas resumen las curvas medianas de capacidad dinámicas obtenidas para los casos *ADIML1* (en color negro) y *ADIML2* (en color gris), los símbolos resumen los valores correspondientes al *ADBS*. Es importante resaltar que mientras la curva mediana de capacidad de un *ADI* resume los resultados obtenidos para todas las fuentes bajo consideración, los diferentes símbolos en las gráficas corresponden a los diferentes registros semilla usados durante el análisis. Las estimaciones con simulaciones correspondientes a San Marcos se presentan en tramas triangulares, las de Ometepe se muestran cuadros, Petatlán se presenta con círculos y finalmente los resultados con simulaciones de Guerrero Central se representan con formas de rombo.

Conforme a lo discutido con anterioridad, las propiedades de los sistemas de *IGL* se cuantifican mediante los valores que caracterizan su periodo ( $T$ ), coeficiente sísmico ( $c$ ), y pendiente post-elástica ( $\theta$ ). En general, dichas propiedades se presentan por medio de una combinación de tres números ordenados conforme a lo siguiente:  $T$ - $c$ - $\theta$ . Note que todas las figuras contemplan dos gráficas: A) Una que considera resultados para comportamiento *EPP* ( $\theta = 0$ ); y B) Otra que considera resultados para comportamiento *BPN* ( $\theta=0.03$ ).

En una primera aproximación, puede decirse que los resultados obtenidos para los *ADIML1* y *ADIML2* son similares. Lo anterior implica que las diferencias observadas entre un *ADI* y un *ADBS* no solo dependen del valor de los factores usados para el escalado lineal de los movimientos del terreno, sino en el hecho mismo de escalar linealmente dichos movimientos. Además, es notorio que las demandas no lineales dependen de manera importante en el tipo de comportamiento histerético (*EPP* versus *BPN*). Esto implica que los efecto  $P$ - $\Delta$  influyen de manera importante el valor de los *PDI* para valores de *MI* que impliquen un comportamiento no lineal.

La figura 4-1a muestra el impacto que tiene el uso de diferentes semillas para la determinación de las demandas de ductilidad dentro del contexto de un *ADBS*. En particular e independientemente del tipo de comportamiento histerético, las ordenadas correspondientes a los triángulos son mayores que las que corresponden a los cuadrados. Lo anterior implica que los movimientos asociados a la fuente Ometepec requieren de menores valores de *MI* para inducir demandas no lineales en relación a los valores de intensidad requeridos por los movimientos asociados a la fuente San Marcos. La presencia de efectos *P-Δ* hace que los valores de *MI* requeridos para inducir comportamiento no lineal de consideración en los sistemas se reduzcan sustancialmente.

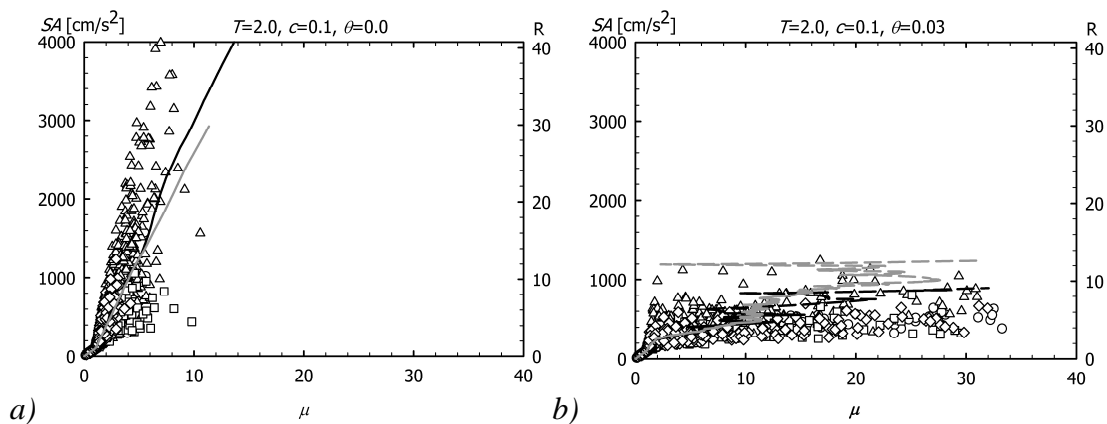


Figura 4-1 Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGDL ubicados en SP51 ( $\mu$ ).

La figura 4-2 resume las demandas de energía plástica normalizada para los mismos casos bajo consideración en la figura 4-1. Se observa de manera muy evidente la influencia del efecto *P-Δ*, que resulta en reducciones de hasta 75% en las demandas de energía plástica normalizada que pueden acomodar los sistemas estructurales. Es importante hacer notar que las mayores demandas estimadas con el *ADBS* tienden a alcanzar un valor tope para comportamiento *EPP*. Esto resulta razonable si se consideran los límites físicos a los que quedan restringidos los movimientos del terreno que se generan en un sitio en particular. En contraste, el escalado lineal contemplado por los *ADIs* impide acotar de manera razonable el contenido de energía de un movimiento del terreno.

La figura 4-3 presenta estimaciones para las demandas de aa. Es notoria la independencia que exhibe este *PDI* con respecto a la duración de los movimientos del terreno, ya que sin importar la fuente y el tipo de escalado considerado para los movimientos del terreno, se observan las mismas tendencias para las curvas de capacidad dinámicas. Puede decirse que esto se debe a que las demandas de aceleración absoluta dependen fuertemente del periodo y coeficiente sísmico del sistema estructural. Resulta evidente que los efectos *P-Δ* resultan en una reducción importante en este tipo de demandas.

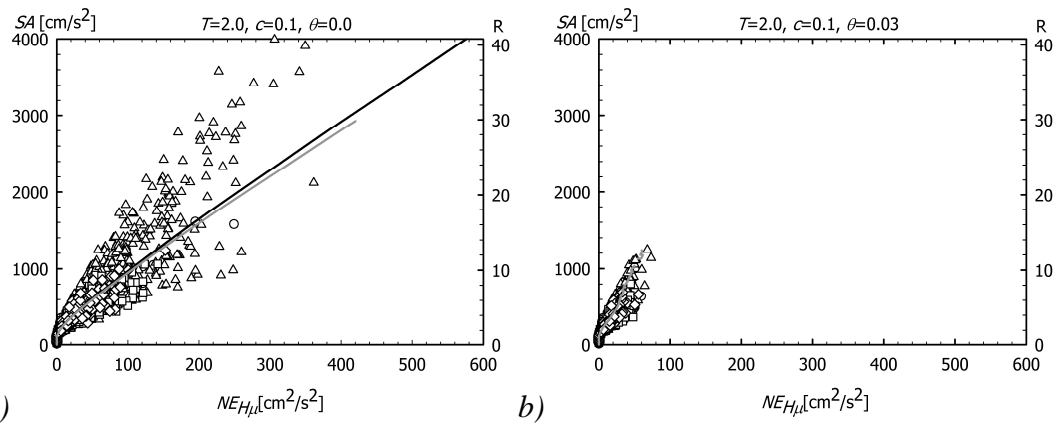


Figura 4-2 Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGD ubicados en SP51 ( $NE_H\mu$ ).

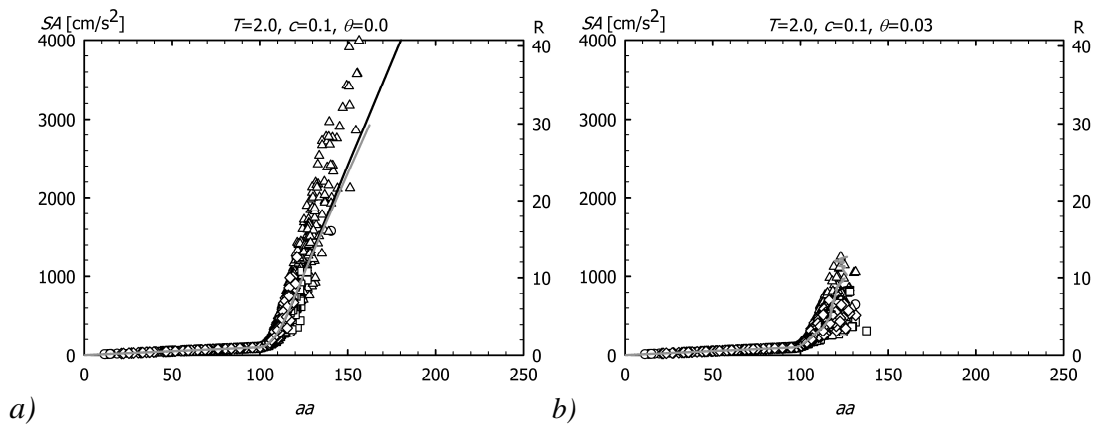


Figura 4-3 Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGD ubicados en SP51 ( $aa$ ).

Las figuras 4-4 y 4-5 muestran las curvas de capacidad dinámicas asociadas a la velocidad relativa y la energía de entrada, respectivamente. Estos *PDI*s se relacionan con el contenido de energía de los registros bajo consideración, y la interacción dinámica que se da entre el sistema estructural y los movimientos del terreno. Se aprecian diferencias importantes entre los resultados obtenidos de los *ADIs* y el *ADBS*, principalmente en lo que se refiere a la respuesta del modelo *EPP*. Lo anterior refleja la dependencia que exhiben estos parámetros de respuesta con respecto a la duración del movimiento del terreno y, por tanto, del método de escalado considerado. Una vez más, se aprecia el impacto de los efectos  $P-\Delta$ , que resultan en reducciones importantes en las demandas sísmicas que pueden acomodar los sistemas. Es importante hacer notar que las mayores demandas de velocidad relativa y energía de entrada estimadas con el *ADBS* tienden a alcanzar un valor tope para comportamiento *EPP*, que es considerablemente menor al estimado para los *ADIs*. Una vez más, se destaca la inhabilidad del método de escalado lineal para acotar de manera razonable las propiedades de un movimiento real del terreno.

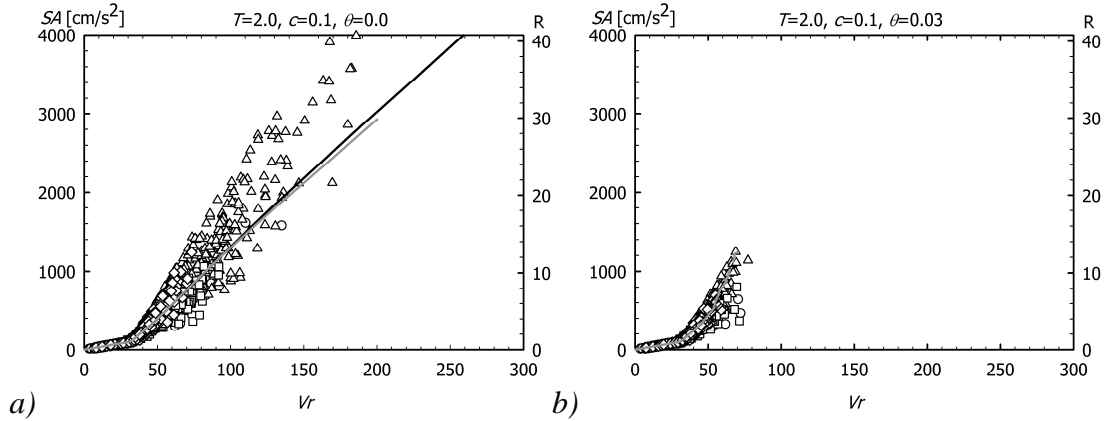


Figura 4-4 Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGDL ubicados en SP51 ( $V_r$ ).

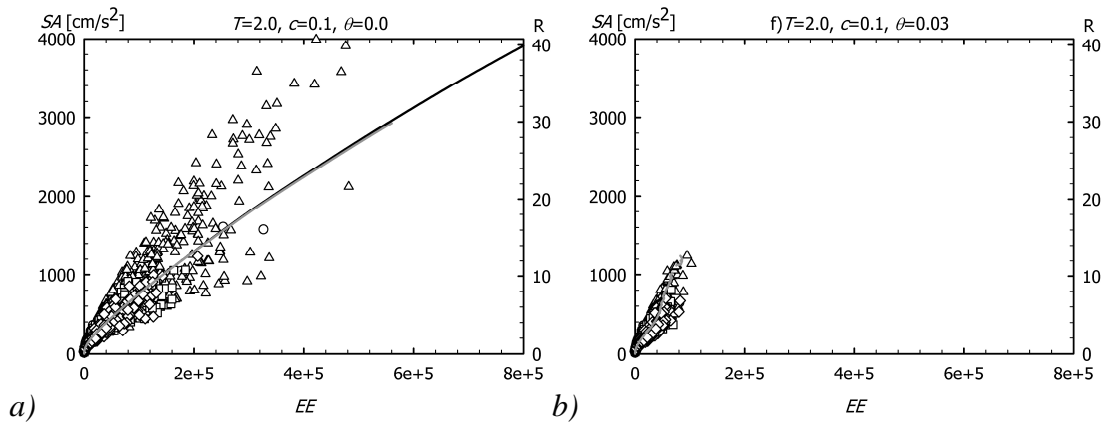


Figura 4-5 Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGDL ubicados en SP51 ( $EE$ ).

Aunque las figuras 4-1 a 4-5 son ilustrativas, acotan de manera importante la posibilidad de estudiar las demandas sísmicas correspondientes a sistemas con diferentes propiedades estructurales. Para hacer posible una discusión más amplia, se consideró el formato presentado en las figuras 4-6 a 4-10, que resumen la evolución del residual ( $b$ ) y de la desviación estándar ( $\sigma_{IDA}$ ) del parámetro  $z$  (ver ecuación 3-1) en función de  $M_w$ , para sistemas de IGDL con diferentes combinaciones de  $T$ - $c$ - $\theta$ . Note que un valor positivo de  $b$  implica que un ADI subestima la respuesta de un sistema en relación con lo establecido por un ADBS. Se consideran los mismos parámetros de respuesta bajo consideración en las figuras 4-1 a 4-5. Vale la pena mencionar que las figuras 4-6 a 4-10 se obtuvieron exclusivamente a partir de los resultados del ADIML1, ya que con anterioridad no se observó una diferencia importante entre los resultados obtenidos con los ADIML1 y ADIML2.

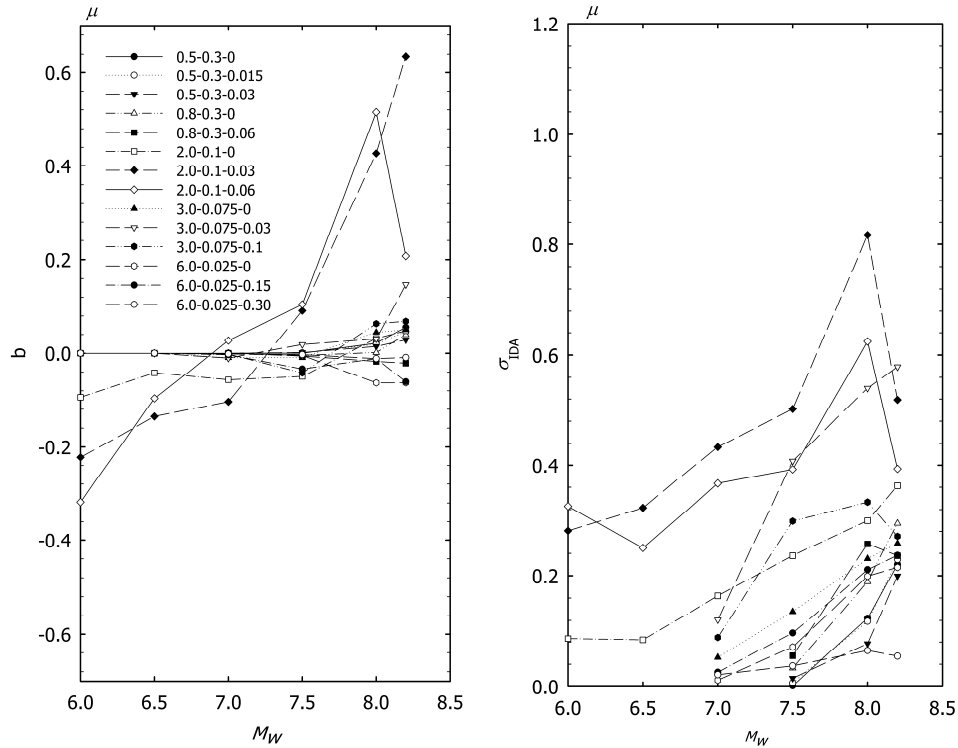


Figura 4-6 Evolución de  $b(\mu)$  y  $\sigma(\mu)$  respecto de  $M_w$  para SP51.

La figura 4-6 resume los resultados obtenidos para la demanda máxima de ductilidad. Note en la figura 4-6a que para sistemas con comportamiento *EPP* (en la figura estos sistemas corresponden a aquellos que exhiben un valor de cero para el tercer valor de la combinación que resume las propiedades estructurales), el valor del residual  $b$  está muy cercano a cero. Lo anterior implica que el *ADI* estima de manera razonable la demanda máxima de ductilidad en estos sistemas y que, desde un punto de vista de este *PDI*, el método de escalado lineal resultaría válido para movimientos del terreno de banda angosta. Lo anterior confirma las observaciones hechas por Cuesta y Aschheim (2001) y Arroyo y Ordaz (2007b) en el sentido que la demanda de desplazamiento máxima tiende a ser independiente de la duración de un movimiento del terreno de banda angosta. Sin embargo y en contraste, el valor de  $b$  para sistemas con comportamiento *BPN* y  $T$  de 2.0 s (cercano al periodo dominante del terreno), se incrementa de manera muy importante con el valor de  $M_w$ . Lo anterior implica que la demanda máxima de ductilidad es subestimada, en términos relativos, cada vez más conforme se incrementa la intensidad del movimiento del terreno. Conforme a lo discutido por Terán-Gilmore *et al.* (2000 y 2010), para sistemas *BPN* con periodo cercano al dominante del terreno, un incremento en las demandas de energía se ve reflejada en un incremento sustancial en las demandas de ductilidad máxima. Bajo estas circunstancias, el método de escalado lineal contemplado por el *ADI* resulta en subestimaciones importantes de la ductilidad máxima.

La figura 4-6b muestra un incremento muy importante en el valor de  $\sigma_{IDA}$  con el valor de  $M_w$ . Lo anterior indica una mayor dispersión de los resultados conforme se incrementa la intensidad asignada al movimiento del terreno.

La figura 4-7 resume los resultados obtenidos para la energía plástica normalizada. La figura 4-7a muestra que los valores de  $b$  tienden a incrementarse de manera importante con el valor de  $M_w$ , y que por lo general son mayores que aquellos estimados para la ductilidad máxima. La única excepción a lo anterior se da para sistemas con comportamiento *BPN* y  $T = 2.0$  s. Las tendencias observadas para la energía plástica normalizada reflejan de manera clara el efecto que la duración del movimiento del terreno tiene en las demandas de energía que deben ser disipadas por comportamiento plástico de los sistemas estructurales ubicados en terreno muy blando (Fajfar 1992, Terán 1996, Manfredi 2001, Riddell and García 2001, Arroyo y Ordaz 2007a, Hancock y Bommer 2007). Puede decirse que a pesar de no acotar correctamente las propiedades de los movimientos del terreno, el escalado lineal contemplado por el *ADI* suele resultar en una subestimación del contenido de energía de los movimientos del terreno, particularmente conforme se incrementa la intensidad de los movimientos. La figura 4-7b muestra, una vez más, un incremento en los valores de  $\sigma_{IDA}$  conforme se incrementa el valor de  $M_w$ .

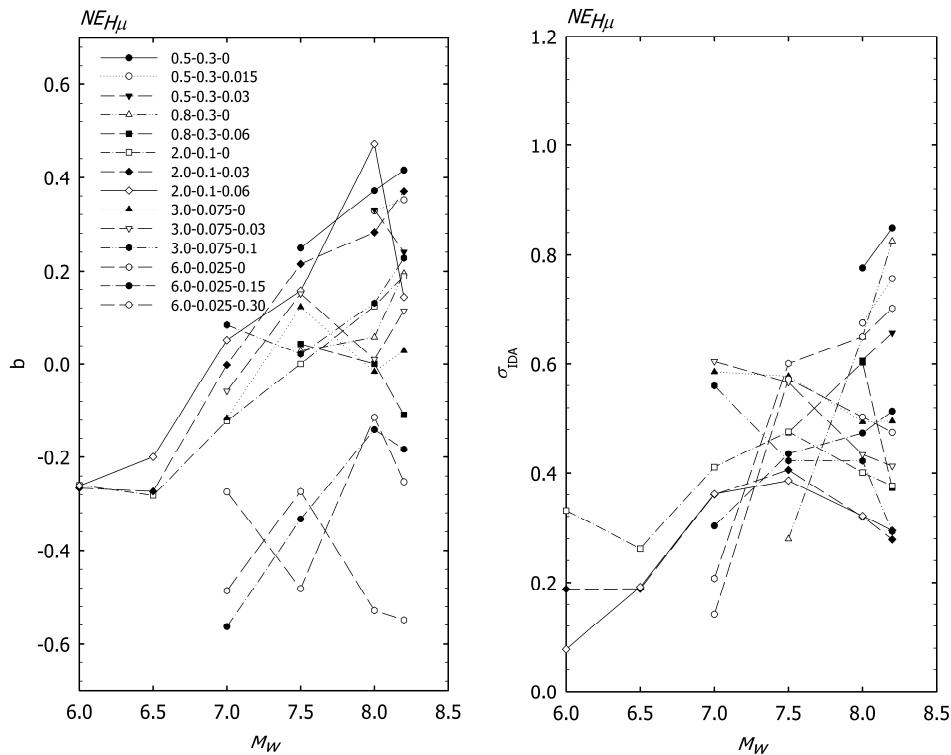


Figura 4-7 Evolución de  $b(NEH_w)$  y de  $\sigma_{IDA}(NEH_w)$  respecto de  $M_w$  para SP51.

La figura 4-8 resume los resultados obtenidos para la aceleración absoluta. Note los valores bajos observados para  $b$  y  $\sigma_{IDA}$  para todo el rango de valores de  $M_w$  bajo consideración. Lo anterior



válida el método de escalado lineal para un *ADI* en términos de estimar las demandas máximas de aceleración absoluta.

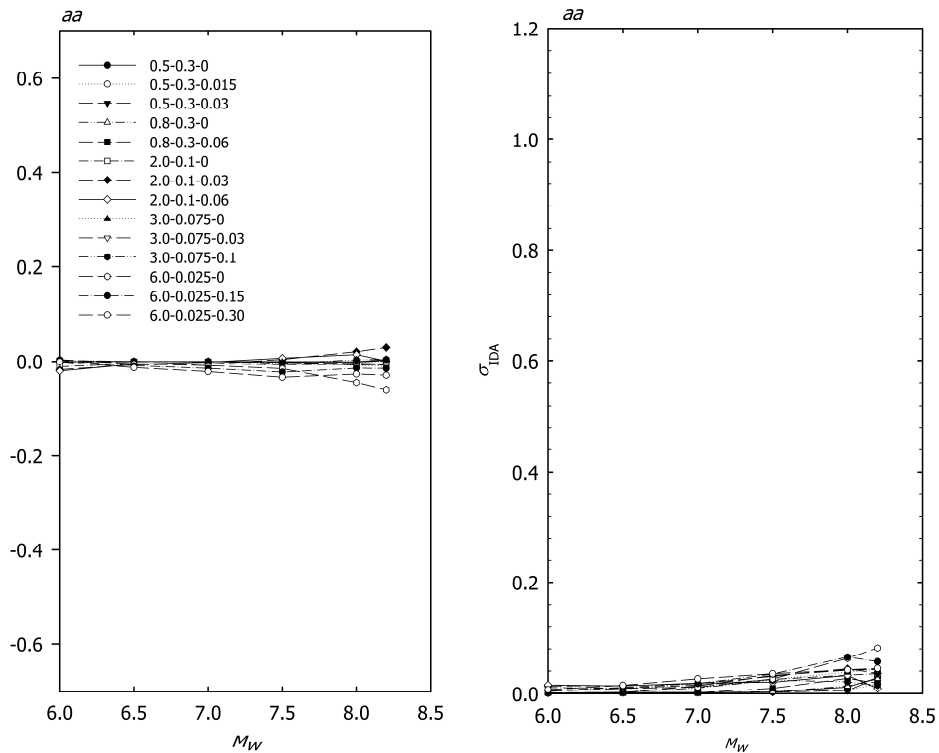


Figura 4-8 Evolución de  $b(Aa)$  y  $\sigma_{IDA}(Aa)$  respecto de  $M_w$  para SP51.

Finalmente y en lo que respecta al sitio *SP51*, las figuras 4-9 y 4-10 muestran la evolución de las demandas de velocidad relativa y energía de entrada, respectivamente, con respecto al valor de  $M_w$ . En lo que se refiere a la energía de entrada, una vez más se aprecia la tendencia a que el valor de  $b$  se incremente con la intensidad de los movimientos del terreno, aunque en términos de la dispersión, los valores de  $\sigma_{IDA}$  para la energía de entrada tienden a ser independientes de  $M_w$ .

En lo que se refiere a movimientos del terreno de banda angosta, los resultados presentados hasta el momento sugieren que el método de escalado lineal contemplado por un *ADI* ofrecería una caracterización razonable de las demandas sísmicas de ductilidad máxima y aceleración absoluta. En cuanto a la ductilidad máxima, esta conclusión queda acotada al caso en que los sistemas exhiban comportamiento *EPP*. En términos de la demanda de ductilidad máxima para sistemas con comportamiento *BPN* y periodo cercano al del terreno, y de las demandas de energía, el método de escalado lineal tiende a subestimar la respuesta estructural, particularmente conforme se incrementa la intensidad del movimiento del terreno.

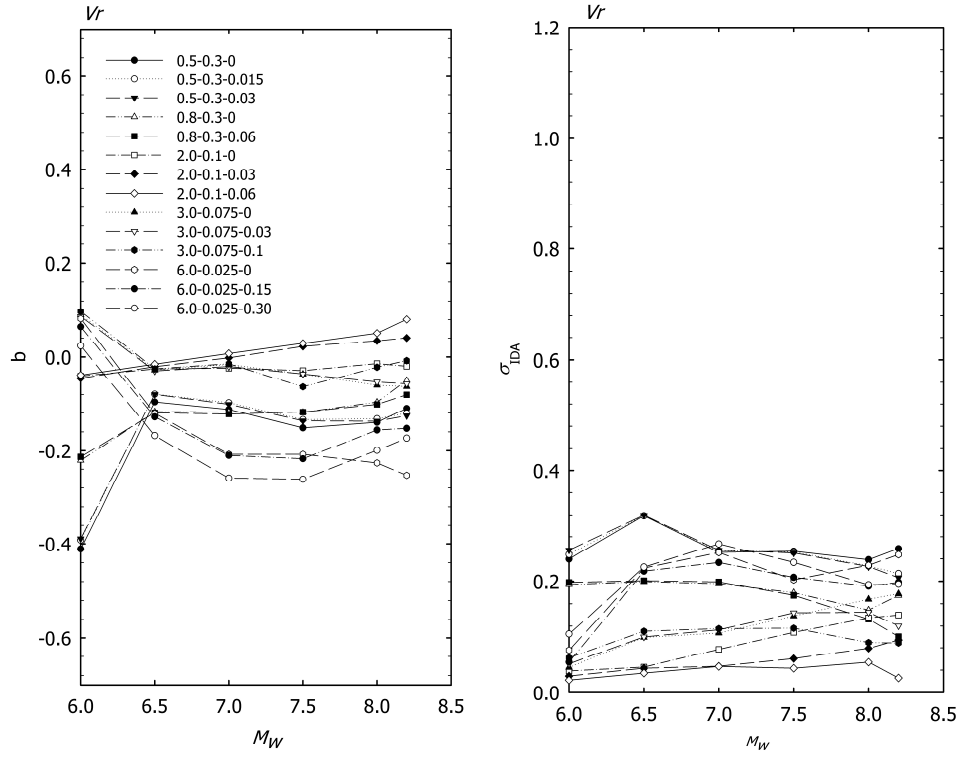


Figura 4-9 Evolución de  $b(Vr)$  y  $\sigma(Vr)$  respecto de  $M_w$  para SP51.

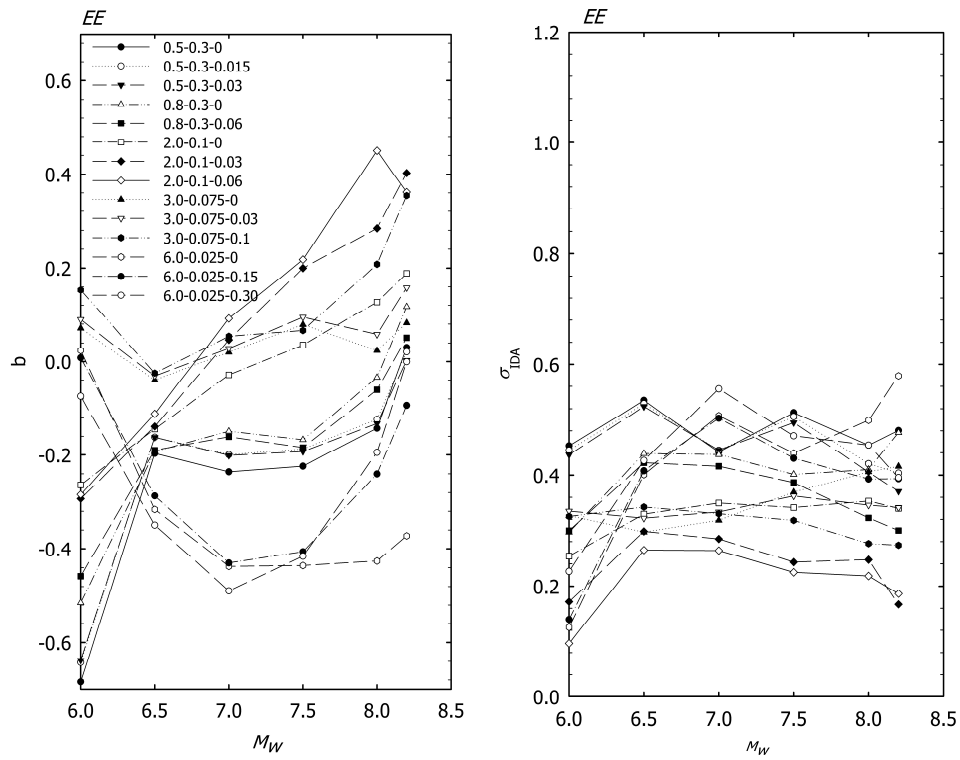


Figura 4-10 Evolución de  $b(EE)$  y  $\sigma(EE)$  respecto de  $M_w$  para SP51.

Las figuras 4-11 a 4-20 presentan resultados similares a los presentados en las figuras 4-1 a 4-10, pero ahora para el sitio *TEAC* y sistemas con periodo de 0.8 segundos (de manera similar al sitio *SP51*, se buscaron los sistemas que tuvieran los mayores niveles de respuesta para los *PDI*s bajo consideración). En términos generales, las figuras 4-11 a 4-15 muestran diferencias importantes en los resultados obtenidos para los *ADIML1* y *ADIML2*, particularmente para los parámetros de respuesta que dependen del contenido de energía de movimiento del terreno. Aunque los efectos *P-Δ* siguen influenciando de manera importante el valor de los *PDI*s; dicha dependencia es mucho menor que la observada para el sitio *SP51*.

En lo que se refiere a las semillas asociadas a las diferentes fuentes, los valores de las ordenadas asociadas a los diferentes símbolos en las figuras sugieren que para el caso de *TEAC*, los efectos de fuente son de menor importancia que para *SP51*.

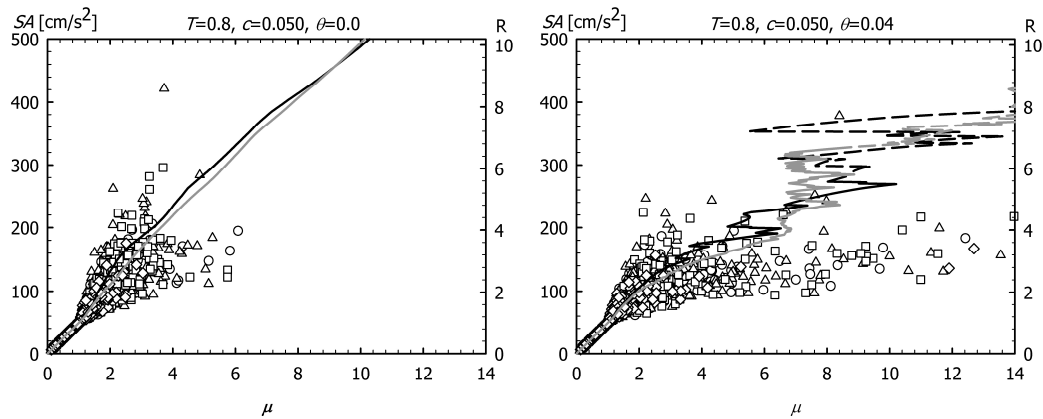


Figura 4-11. Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGL ubicados en *TEAC* ( $\mu$ ).

En términos de las demandas de ductilidad, se observan en la figura 4-11 valores similares para las *MI* asociadas a los comportamientos *EPP* y *BPN*. En este sentido, los efectos *P-Δ* tienden a reflejarse en mayores demandas de ductilidad. En el caso de la energía plástica normalizada, la figura 4-12 muestra que la influencia de los efectos *P-Δ* es relativamente bajo.

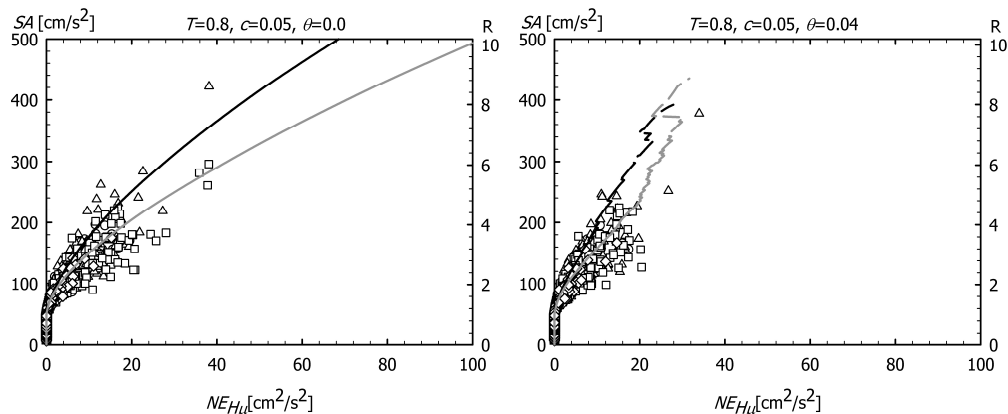


Figura 4-12. Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGL ubicados en *TEAC* ( $NEH\mu$ ).

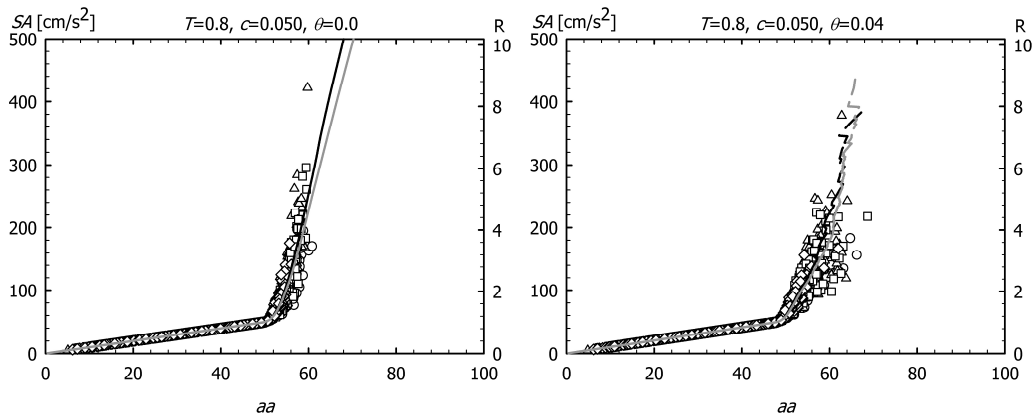


Figura 4-13. Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de 1GDL ubicados en TEAC ( $aa$ ).

La figura 4-13 muestra que la aceleración absoluta sigue tendencias muy similares a las descritas para el sitio *SP51*. Lo anterior confirma que la aceleración absoluta es un parámetro muy estable que depende poco de la duración de los movimientos del terreno. Note que la presencia de efectos  $P-\Delta$  resulta en un incremento de la dispersión de las estimaciones obtenidas por medio del *ADBS*.

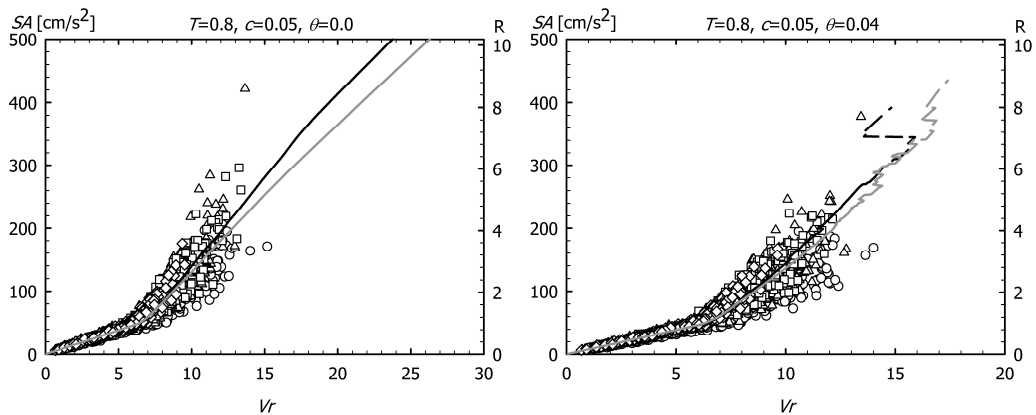


Figura 4-14. Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de 1GL ubicados en TEAC ( $Vr$ ).

Como sucedió en el caso del sitio *SP51*, las figuras 4-14 y 4-15 muestran para el caso de comportamiento *EPP*, valores límite para las demandas de velocidad relativa y energía de entrada estimadas con el *ADBS*, y un incremento no acotado de estas demandas para los *ADIs*. En términos de los resultados obtenidos con el *ADBS*, se observa una menor dispersión en relación a la observada para el sitio *SP51*, y los efectos  $P-\Delta$  no alteran de manera importante la evolución de ambos parámetros respecto al valor de *MI*. Lo anterior sugiere que en el caso del terreno firme ubicado en *TEAC*, el comportamiento histerético no afecta las demandas de carácter acumulativo, como lo son las de energía.

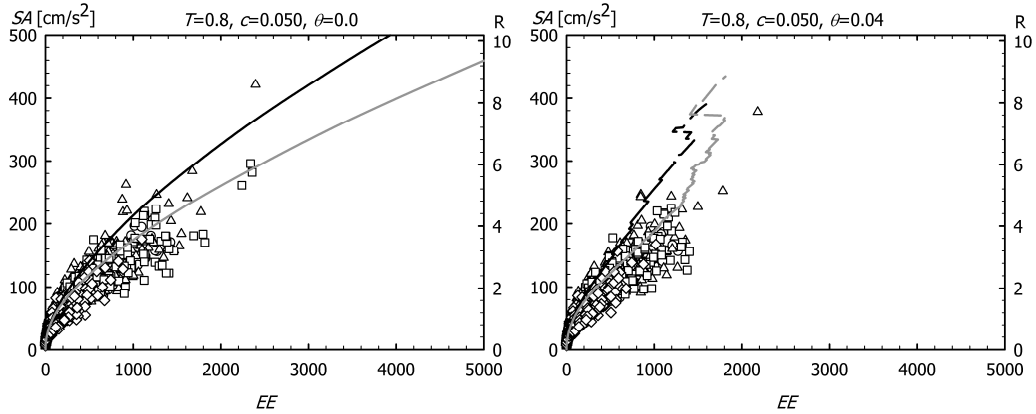


Figura 4-15 Ejemplos de la respuesta de distintos modelos de IGDL ubicados en TEAC (EE).

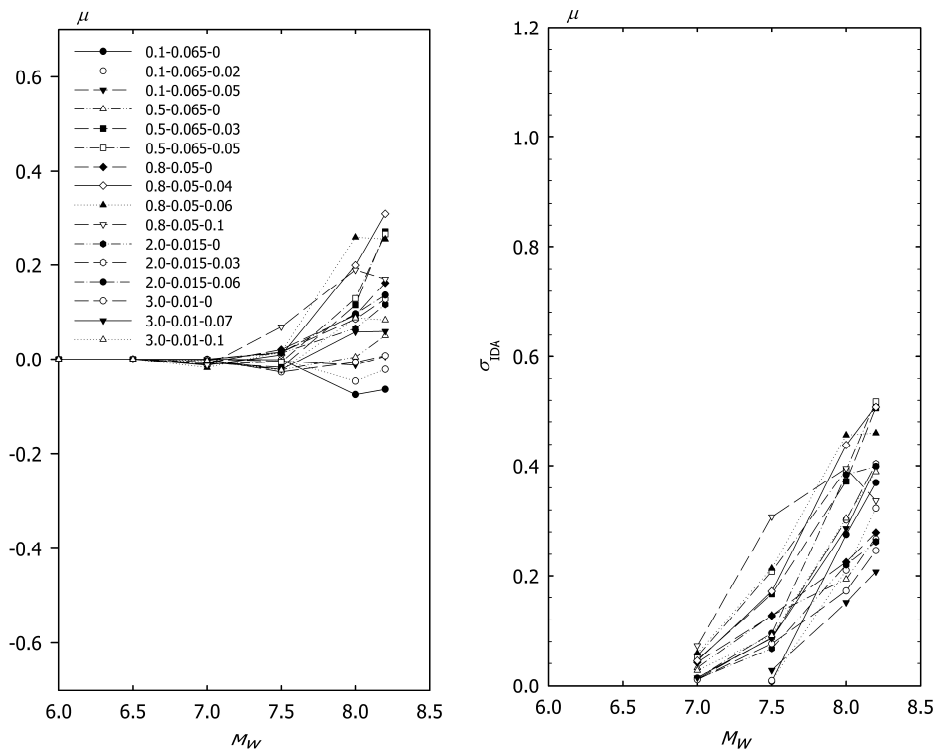


Figura 4-16. Evolución de  $b(\mu)$  y de  $\sigma_{IDA}(\mu)$  respecto de  $M_w$  para TEAC.

Las figuras 4-16 a 4-20 muestran para el caso del ADIMLI, la evolución  $b$  y  $\sigma_{IDA}$  para el sitio TEAC. Note que el valor de  $M_w$  y, por tanto, la duración del movimiento del terreno, exhiben en la figura 4-16 una influencia importante en los valores de  $b$  correspondientes a ductilidad máxima. Esto particularmente para valores de  $M_w$  mayores que 7.5. El incremento en el valor de  $b$  con la magnitud implica que un ADI tenderá a subestimar cada vez más la demanda máxima de ductilidad conforme se incrementa la intensidad del movimiento sísmico. Lo anterior como consecuencia de un escalado lineal que no contempla adecuadamente el incremento en la duración de los movimientos del terreno conforme se incrementa el valor de  $M_w$ .

Note que los valores de  $b$  para movimientos escalados en no más de una unidad de magnitud se encuentran cercanos a uno. Esto implicaría que el escalado lineal de los movimientos del terreno tendría poco impacto en los resultados obtenidos, observación que es congruente con los resultados obtenidos por Iervolino y Cornell (2005). Sin embargo, el escalado lineal para incrementos de magnitud mayores que uno puede resultar en diferencias importantes entre los resultados obtenidos con un  $ADI$  y un  $ADBS$ . Esta observación concuerda con el cambio en la forma de los espectros mostrados en la figura 3-5, donde las diferencias en el perfil espectral son mucho más evidentes para un cambio de  $M_w$  de 5.0 y de 8.0 que para un cambio de 6.0 a 7.0. El estudio de la figura 4-16 arroja conclusiones para las demandas de energía plástica acumulada que son similares a las obtenidas para la demanda máxima de ductilidad a partir de la figura 4-15.

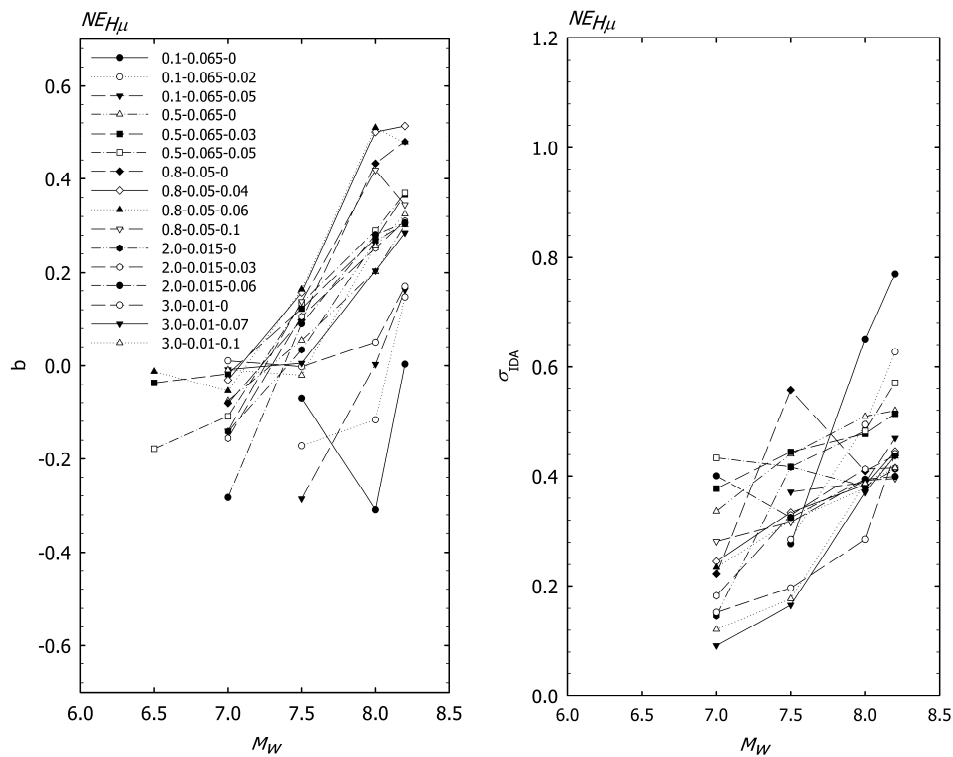


Figura 4-17. Evolución de  $b(NEH\mu)$  y  $\sigma_{IDA}(NEH\mu)$  respecto de  $M_w$  para TEAC.

La figura 4-18 hace evidente para el caso de la aceleración absoluta, la baja sensibilidad de los valores de  $b$  y  $\sigma_{IDA}$  con respecto a  $M_w$ . Finalmente y para el sitio TEAC, las figuras 4-19 y 4-20 muestran la variación de  $b$  y  $\sigma_{IDA}$  con respecto a  $M_w$ , para la velocidad relativa y la energía de entrada, respectivamente. En el caso particular de la energía de entrada, vuelve a observarse con claridad la tendencia que tiene el  $ADI$  a subestimar las demandas de energía conforme se incrementa la intensidad del movimiento del terreno. Note que se observan residuales negativos

para  $M_w$  menor que 6.5, lo que implicaría una sobrestimación importante en las demandas de energía de entrada en este rango de magnitudes.

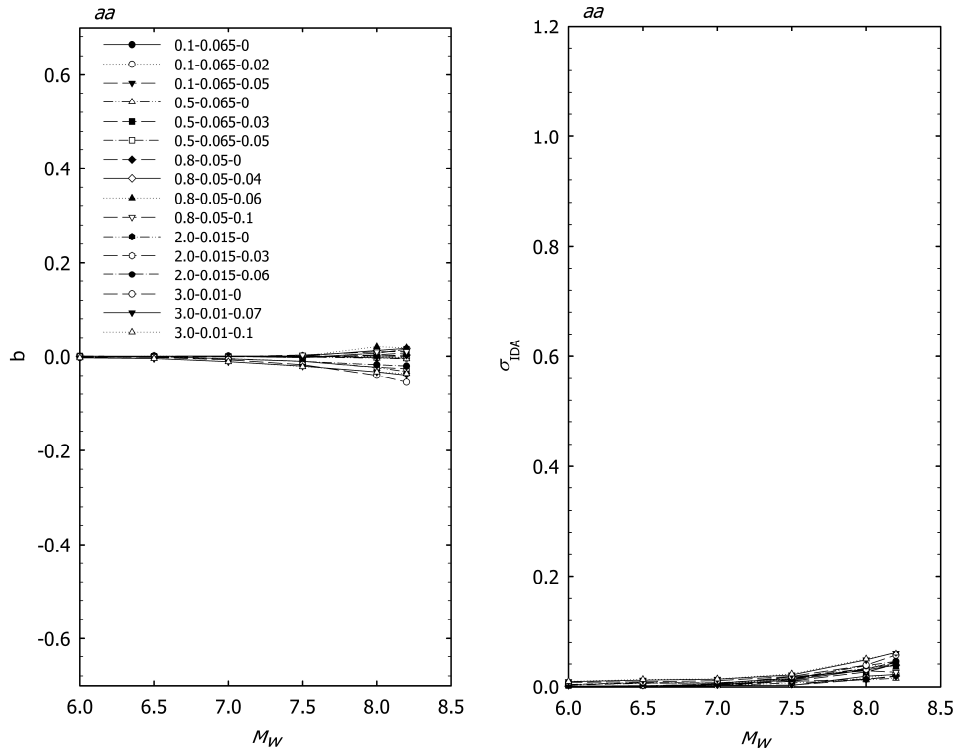


Figura 4-18 Evolución de  $b(aa)$  y  $s(aa)$  respecto de  $M_w$  para TEAC.

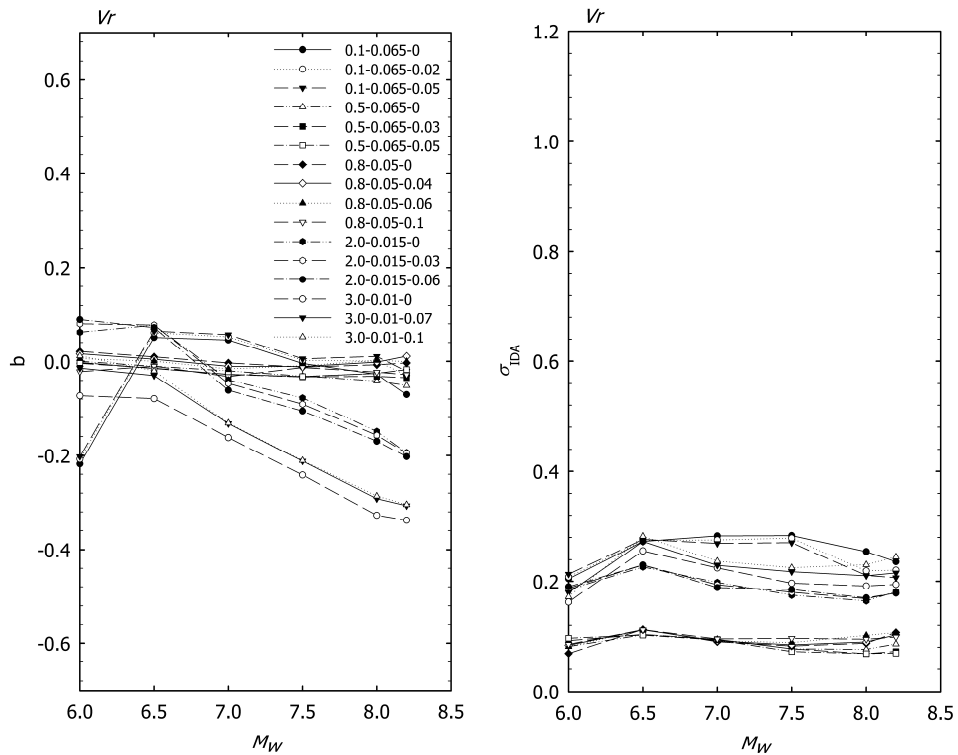


Figura 4-19 Evolución de  $b(Vr)$  y  $s(Vr)$  respecto de  $M_w$  para TEAC.

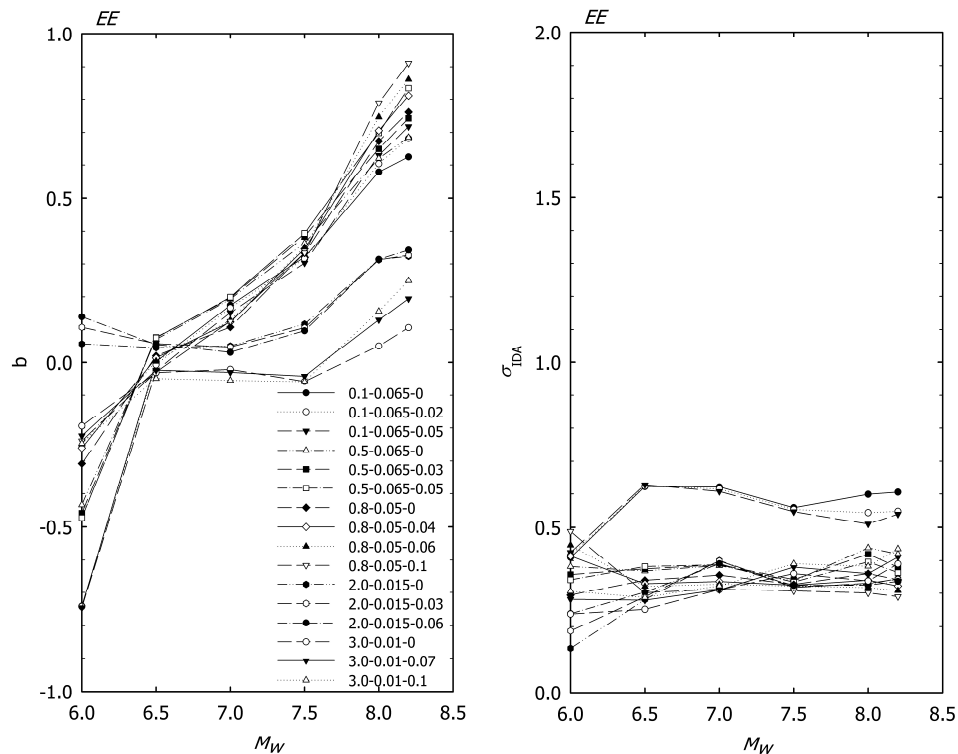


Figura 4-20 Evolución de  $b(EE)$  y  $s(EE)$  respecto de  $M_w$  para TEAC.

En lo que se refiere al sitio *TEAC* (terreno firme), los resultados presentados sugieren que el método de escalado lineal contemplado por un *ADI* ofrecería una caracterización razonable de las demandas sísmicas de ductilidad máxima y aceleración absoluta. En cuanto a la ductilidad máxima, esta conclusión quedaría acotada el caso en que los movimientos del terreno no se escalen en más de una unidad en términos de magnitud. En términos de la demanda de ductilidad máxima para movimientos del terreno escalados en más de una unidad, y en el caso de las demandas de energía, el método de escalado lineal tiende a subestimar la respuesta estructural, particularmente conforme se incrementa la intensidad del movimiento del terreno.

### 4.3 Análisis de Peligro Sísmico

Conforme a lo discutido antes, cuando un *PDI* es dependiente de la duración del movimiento del terreno, el escalado lineal de los movimientos puede resultar en valores grandes de  $b$ , particularmente conforme se incrementa el valor de  $M_w$ . Dentro de este contexto, es importante considerar que el objetivo de un *ADI* suele ser proveer información confiable para la estimación de las tasas de excedencia de un *PDI*. Por tanto, se considera de interés analizar las consecuencias del uso de un *ADI* dentro del marco del análisis de peligro sísmico para los sitios *SP51* y *TEAC*. Para ello, se consideraron cuatro fuentes sísmicas: Petatlán, Guerrero Central, San Marcos y Ometepec (que corresponden a los eventos 1, 4, 2 y 5, respectivamente, de la tabla 3-1



y la figura 3-1). Por simplicidad, y bajo la consideración de que las distancias epicentrales son superiores a 100km, las fuentes sísmicas se modelaron como fuentes puntuales. Se consideró que las cuatro fuentes son capaces de generar eventos con  $M_w$  mayor a 7.0 (Singh *et al.* 1983). Los parámetros de fuente fueron establecidos a partir de un catálogo de eventos mexicanos (Zúñiga y Guzmán 1994) a través el uso del método bayesiano descrito por Rosenblueth y Ordaz (1987). Los parámetros usados para cada fuente sísmica pueden encontrarse en Ordaz y Reyes (1999).

Con la metodología planteada por Kohrs-Sansorny *et al.* (2005) y los registros correspondientes a las cuatro fuentes, se generó un nuevo conjunto de 15000 registros sintéticos que siguió una distribución Gaussiana en términos de las magnitudes, y exhibió una media de 7.5 y una desviación estándar de 0.27. Para establecer las curvas de peligro *reales* para cada sitio y un sistema de *IGL* en particular, se sujetó dicho sistema a la acción de los registros simulados, y se establecieron de manera empírica (contando el número de veces que cierto valor de cada parámetro de respuesta es excedido) las curvas correspondientes a pseudo-aceleración, ductilidad máxima, energía plástica normalizada, aceleración absoluta, velocidad relativa y energía de entrada. En cuanto a los sistemas de *IGL*, se consideraron las siguientes combinaciones de  $T$ - $c$ - $\theta$ : A) 2.0-0.1-0.0 y 2.0-0.1-0.03 para el sitio *SP51*; y B) 0.8-0.05-0.0 y 0.8-0.05-0.04 para el sitio *TEAC*. Note que los periodos contemplados para los sistemas resultan en que exhiban las mayores demandas sísmicas y los mayores valores de  $b$  para los dos sitios bajo consideración.

La figura 4-21 muestra las curvas empíricas de peligro correspondientes a la ordenada elástica de pseudo-aceleración correspondiente a los periodos bajo consideración. Se incluyen para cada sitio la curva de peligro total y la correspondiente a cada fuente. Note que para el sitio *SP51*, la fuente de San Marcos controla la curva de peligro total para tasas de excedencia menores que 0.005/año. En cuanto al sitio *TEAC*, la curva de peligro total tiene una influencia más uniforme de las fuentes, y tiende a estar muy influenciada por la fuente de Guerrero Central para tasas de excedencia menores a 0.01/año.

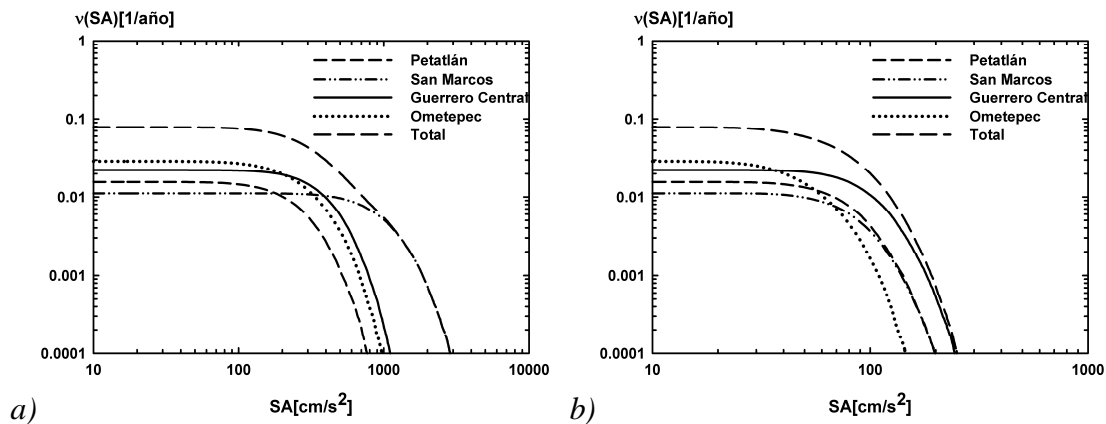


Figura 4-21. Tasas de excedencia de SA para un período de 2.0 segundos: a) *SP51*  $T=2.0s$ , b) *TEAC*  $T=0.8s$ .

Con las curvas totales de peligro de pseudo-aceleración, la curva mediana de capacidad obtenida con un *ADI* para un *PDI* dado, y la desviación estándar en un espacio log-normal asociada a cada nivel de *MI*, es posible aproximar las curvas de peligro para el *PDI* correspondiente. Para hacer esto posible para el caso de sistemas con comportamiento *BPN*,  $P(PDI > pdi | MI)$ , las tasas de excedencia se estiman siguiendo las ecuaciones 3.2 a 3.4, que siguen el planteamiento entregado por Baker y Cornell (2005) para considerar explícitamente la probabilidad de inestabilidad dinámica.

Las diferencias observadas entre las curvas de peligro resumidas en la figura 4-22 ilustran las consecuencias de utilizar una *ADI* y su método de escalado lineal en la estimación de una curva de peligro sísmico. Los resultados corresponden al sitio *SP51* y un sistema de *IGL* con propiedades estructurales cuantificadas por la siguiente combinación: 2.0-0.1-0.0. En líneas continuas se presentan las curvas de peligro *reales* (obtenidas empíricamente), y con líneas discontinuas las obtenidas a partir de las curvas de capacidad dinámicas obtenidas a partir de los *ADIML1* y *ADIML2*. Las diferencias más relevantes entre las curvas de peligro se observan para la ductilidad máxima y la energía plástica normalizada.

Para tasas de excedencia ( $\nu$ ) menores que 0.05, las curvas derivadas de los *ADIML1* y *ADIML2* para la ductilidad máxima resultan en mayores demandas que las indicadas por la curva empírica. En el caso del *ADIML1*, se observan diferencias del orden de 28%, 59% y 82% para valores de  $\nu$  iguales a 0.01, 0.001 y 0.0001/año. Para el caso del *ADIML2*, las diferencias son 48%, 108% y 182% respectivamente. En el caso de energía plástica normalizada, las diferencias son 15%, 60% y 80%, respectivamente, para el *ADIML1*; y 15%, 67% y 95%, respectivamente, para el *ADIML2*.

Es importante notar que, aparentemente, la comparativa planteada a partir de la figura 4-22a para la ductilidad máxima no es congruente con los valores de  $b$  presentados en la figura 4-6 para la combinación 2.0-0.1-0.0. En particular, los valores relativamente bajos de  $b$  sugieren que el *ADI* debiera predecir de manera razonable la curva de peligro empírica. Sin embargo, es importante entender que mientras los resultados presentados en la figura 4-6 asignan la misma importancia a todas las fuentes, el marco más refinado de un estudio de peligro sísmico asigna mayor peso a algunas de las fuentes. Bajo este contexto, es importante mencionar que la curva de capacidad mediana aportada por un *ADI* no solo puede quedar sesgada en términos de  $M_w$  o  $R_{CLD}$ , sino además en términos de la fuente sísmica (debido a diferencias en el patrón de dispersión, azimuth y características de la fuente). Para ilustrar este hecho, se calcularon los valores de  $b$  asociados a cada fuente sísmica, lo que resultó en valores de 0.07, 0.225, -0.126 y -0.057 para las fuentes de Petatlán, Guerrero Central, San Marcos y Ometepec, respectivamente. Los resultados en la figura 4-22 pueden explicarse si se considera que la fuente de San Marcos, que controla el peligro sísmico en el sitio *SP51* para valores pequeños de  $\nu$ , tiene asociado un valor negativo de  $b$ . Lo anterior implica, para dicha fuente, que el uso del *ADI* tiende a sobrestimar las demandas

sísmicas no lineales en el sistema de *IGL*, y conforme al peso que tiene la fuente San Marcos, esta sobreestimación se hará cada vez más notoria conforme disminuye el valor de  $\nu$ .

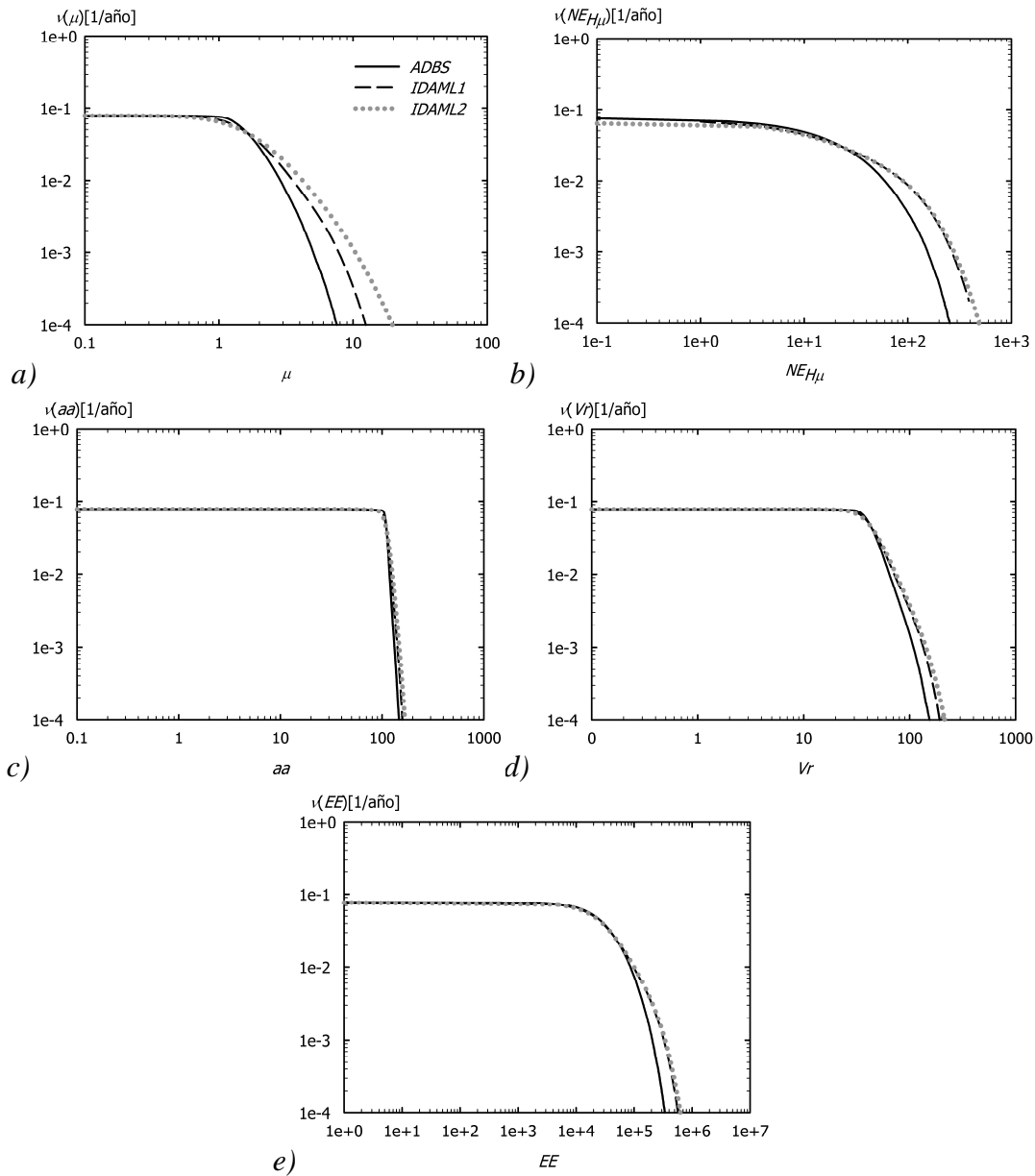


Figura 4-22. Tasas de excedencia de los PDIs considerados para SP51 (modelo EPP)

Para el caso de la energía plástica normalizada, los valores estimados de  $b$  para las fuentes Petatlán, Guerrero Central, San Marcos y Ometepec, son 0.194, 0.199, -0.119, 0.035, respectivamente. No deja de ser interesante mencionar que dichos valores muestran congruencia con el hecho documentado de que los sismos generados en la fuente de San Marcos sistemáticamente producen movimientos del suelo más intensos en la Ciudad de México. Al respecto, pueden mencionarse los funcionales de amplificación de sitio ofrecidos por Ordaz y Singh (1992), y las observaciones de campo que reportan que los eventos de baja magnitud

generados en San Marcos generaron daño severo en la Ciudad de México durante el evento de 1957. Aunque Ordaz y Singh (1992) descartaron los efectos de azimuth como una posible explicación para este fenómeno; Humprey *et al.* (1994) observaron que el parámetro de esfuerzos para eventos sísmicos generados cerca de la fuente de San Marcos, tienden a ser más elevados que el valor medio en la zona de subducción de Guerrero. A causa del número limitado de estaciones y de registros disponibles, actualmente es difícil poder ofrecer una explicación para este fenómeno, aunque igualmente cabe la posibilidad que la influencia de San Marcos se deba a las características particulares de la semilla considerada para esta fuente.

Es muy importante recalcar, a partir del hecho de que una curva *ADI* puede estar sesgada con respecto a la fuente sísmica, que una regresión condicional de *PDI* respecto de *MI* sea independiente de  $M_w$  y  $R_{CLD}$  dado un valor de *MI*, no necesariamente resultará en una estimación razonable de la tasa de excedencia de dicho *PDI* dentro del contexto de la determinación del peligro sísmico. En el caso del sistema de *IGL* con 2.0-0.1-0.0, solo la fuente de San Marcos tiene el potencial de producir valores muy elevados de  $S_A$ . Debido a esto, la inclusión de registros de fuentes sísmicas con diversas características para construir la curva de capacidad mediana mediante un escalado lineal de los diferentes movimientos del terreno puede resultar en residuales de importancia conforme se incrementa el valor de pseudo-aceleración.

En términos de contextualizar la discusión ofrecida en el párrafo anterior, es importante mencionar, por un lado, que el escalado lineal irrestricto contemplado por un *ADI* resulta en que algunos movimientos del terreno alcancen niveles de pseudo-aceleración que físicamente no podrían alcanzar. Esto necesariamente llevará a imprecisiones durante la caracterización del *PDI* conforme se reduce el valor de  $v$ . Por el otro lado, cabe mencionar que la teoría sismológica establece restricciones congruentes, desde un punto de vista físico, para el escalado de los movimientos del terreno. Aunque puede decirse que los resultados presentados hasta el momento dependen de las semillas bajo consideración y de la metodología de simulación utilizada para generar los registros sintéticos, es un hecho que la regresión de *PDI* dado *MI*, condicionada a ser independiente de  $M_w$  y  $R_{CLD}$ , no necesariamente resulta en estimaciones adecuadas del *PDI* durante el cálculo de las tasas de excedencia, particularmente cuando existen fuentes que sistemáticamente generan movimientos del terreno con diferentes características. El uso del *ADBS* puede ser de gran utilidad para identificar este tipo de situaciones, y para proveer información que ofrezca mejores estimaciones del *PDI*.

La figura 4-23 muestra las curvas de peligro para el sitio *TEAC* y un sistema de *IGL* con 0.8-0.05-0.0. En lo general, se observan menores diferencias entre las curvas que las apreciadas para el sitio *SP51*. En términos de la ductilidad máxima y el *ADIML1*, se observan diferencias de 5%, 11% y 0.1% para  $v$  de 0.01, 0.001 y 0.0001/año, respectivamente. En el caso del *ADIML2*, las diferencias son 23%, 42% y 32%, respectivamente y se asocian valores de  $b$  de 0.068, 0.112,

0.078 y 0.021 respecto de las fuentes ubicadas en Petatlán, Guerrero Central, San Marcos y Ometepec, respectivamente.

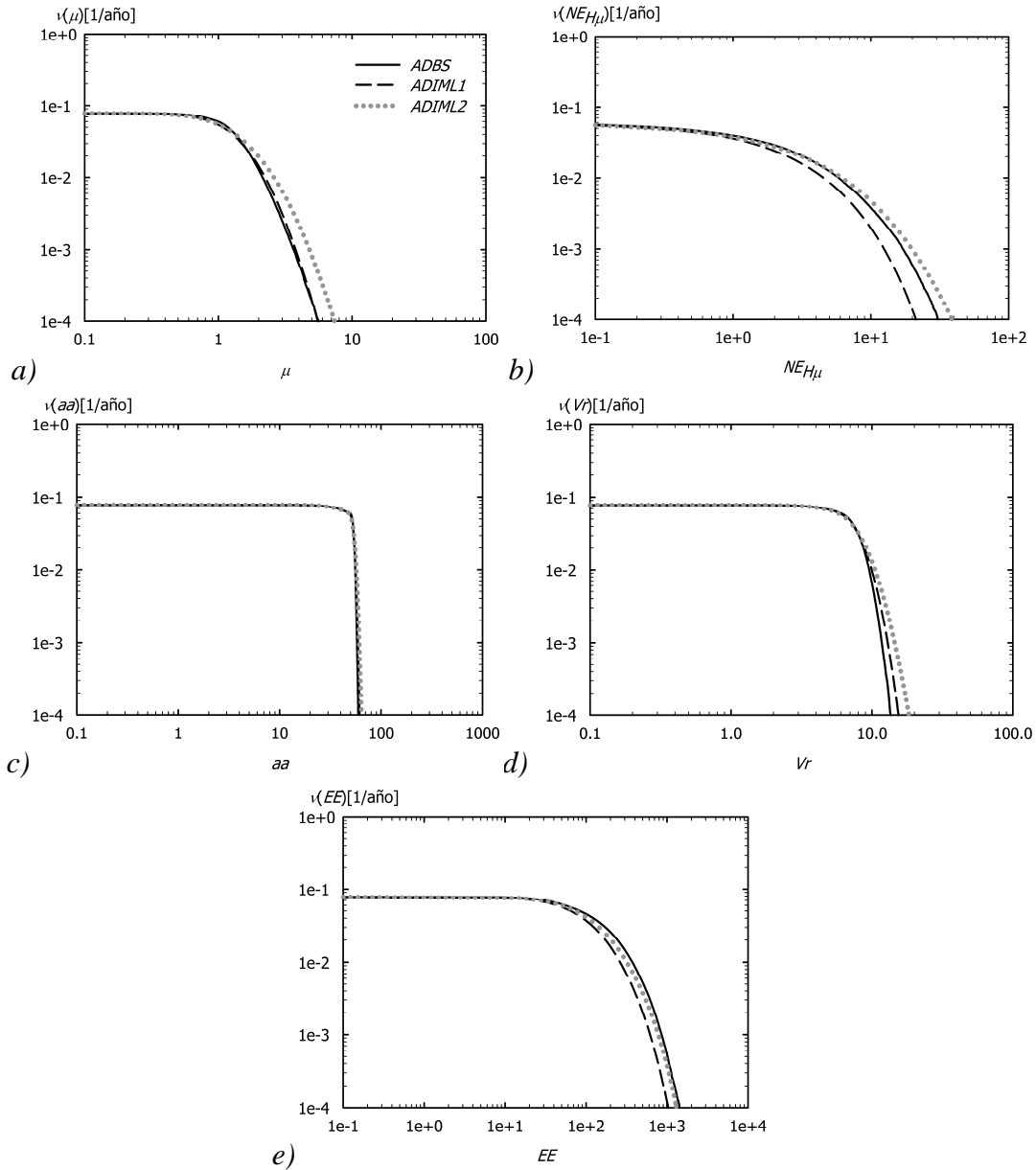


Figura 4-23. Tasas de excedencia de los PDIs considerados para TEAC (modelo EPP)

En el caso de la energía plástica normalizada, las diferencias observadas son 28%, 37% y 45%, respectivamente, para el ADIML1; y 7%, 15% y 26%, respectivamente, para el ADIML2. Los valores de  $b$  asociados a cada fuente sísmica son 0.281, 0.571, 0.348 y 0.170, respectivamente. La subestimación observada para el ADIML1 resulta de escalar considerablemente movimientos del terreno de baja magnitud. Como consecuencia, la duración del movimiento se subestima cada vez más conforme se reduce el valor de  $\nu$ . La aproximación resulta mucho mejor para el ADIML2

debido a que este análisis consideró movimientos del terreno de mayor magnitud y, por tanto, de mayor duración.

Para entender el impacto de los efectos  $P-\Delta$  en la determinación del peligro sísmico, las figuras 4-24 y 4-25 establecen curvas similares a las presentadas en las figuras 4-22 y 4-23, pero ahora para sistemas que exhiben valores de  $\theta$  diferentes de cero. En el caso particular de la figura 4-24, se considera el sitio *SP51* y un sistema de *IGL* con 2.0-0.1-0.03. Note que las diferencias mostradas entre las curvas de peligro para un sistema con comportamiento *BPN* son menores que las mostradas en la figura 4-22 para uno con comportamiento *EPP*. Para el caso de la ductilidad máxima y el *ADIML1*, se observa una diferencia del 6% para una  $\nu$  de 0.04/año. El *ADIML2*, presenta una diferencia de 43% para  $\nu$  de 0.03/año. Las diferencias respectivas para el caso de la energía plástica normalizada son 21% y 22%.

Para el caso de  $\mu$ , los valores de  $b$  respecto de las fuentes sísmicas resultaron 0.130, 0.211, -0.251, y 0.173 para las fuentes ubicadas en Petatlán, Guerrero Central, San Marcos y Ometepec, respectivamente. A diferencia de lo observado para el caso de comportamiento *EPP*, la fuente San Marcos no exhibe, para el sistema con comportamiento *BPN*, una dominancia clara en la zona de valores bajos de  $\nu$ . Vale la pena mencionar además que el efecto de los valores de  $b$  sobre los cálculos de peligro no es tan grande debido a que la tasa de excedencia para la inestabilidad dinámica define la forma de las curvas de peligro sísmico para un rango importante de valores de  $\nu$ .

Por otro lado, la tasa de excedencia del colapso se estima de manera razonable cuando se utilizan los resultados del *ADIML2*. Aquellos correspondientes al *ADIML1* estiman una tasa de excedencia de colapso mayor en 11% que el valor estimado por la curva de peligro empírica. Para el *ADIML1* y la energía plástica normalizada, se estimaron valores de  $b$  iguales a 0.286, 0.182, -0.075 y 0.103 para Petatlán, Guerrero Central, San Marcos y Ometepec, respectivamente.

La figura 4-25 ilustra el impacto de los efectos  $P-\Delta$  para el sitio *TEAC*. Para ello se consideró un sistema de *IGL* con 0.8-0.05-0.04. Tanto para la ductilidad máxima como para la energía plástica normalizada, las diferencias mostradas en la figura para un sistema con comportamiento *BPN* son similares a las mostradas en la figura 4-23 para un sistema con comportamiento *EPP*. Para el caso de la ductilidad máxima y el *ADIML1*, se observan diferencias del 2% y 78% para  $\nu$  de 0.01 y 0.001/año, respectivamente. En el caso del *ADIML2*, estas diferencias son 15% y 30%, respectivamente. Para el caso de la energía plástica normalizada y los mismos valores de  $\nu$ , las diferencias son 24% y 50%, respectivamente, para el *ADIML1*, y de 0% y 80%, respectivamente, para el *ADIML2*.

En términos de las probabilidades de colapso dinámico para el sitio *TEAC*, se observa que los resultados obtenidos a partir del *ADIML1* llevan al cálculo de una tasa de excedencia similar a la

obtenida a partir de las curvas empíricas, pero asociada a un valor menor para el *PDI*. Aunque el *ADIML2* permite hacer una estimación más precisa en términos del *PDI*, arroja un valor mayor para la tasa de excedencia. Cabe mencionar que el valor de  $v(PDI)$  donde inicia la rama horizontal al final de cada curva de peligro corresponde a la tasa de colapso del sistema de *IGDL*.

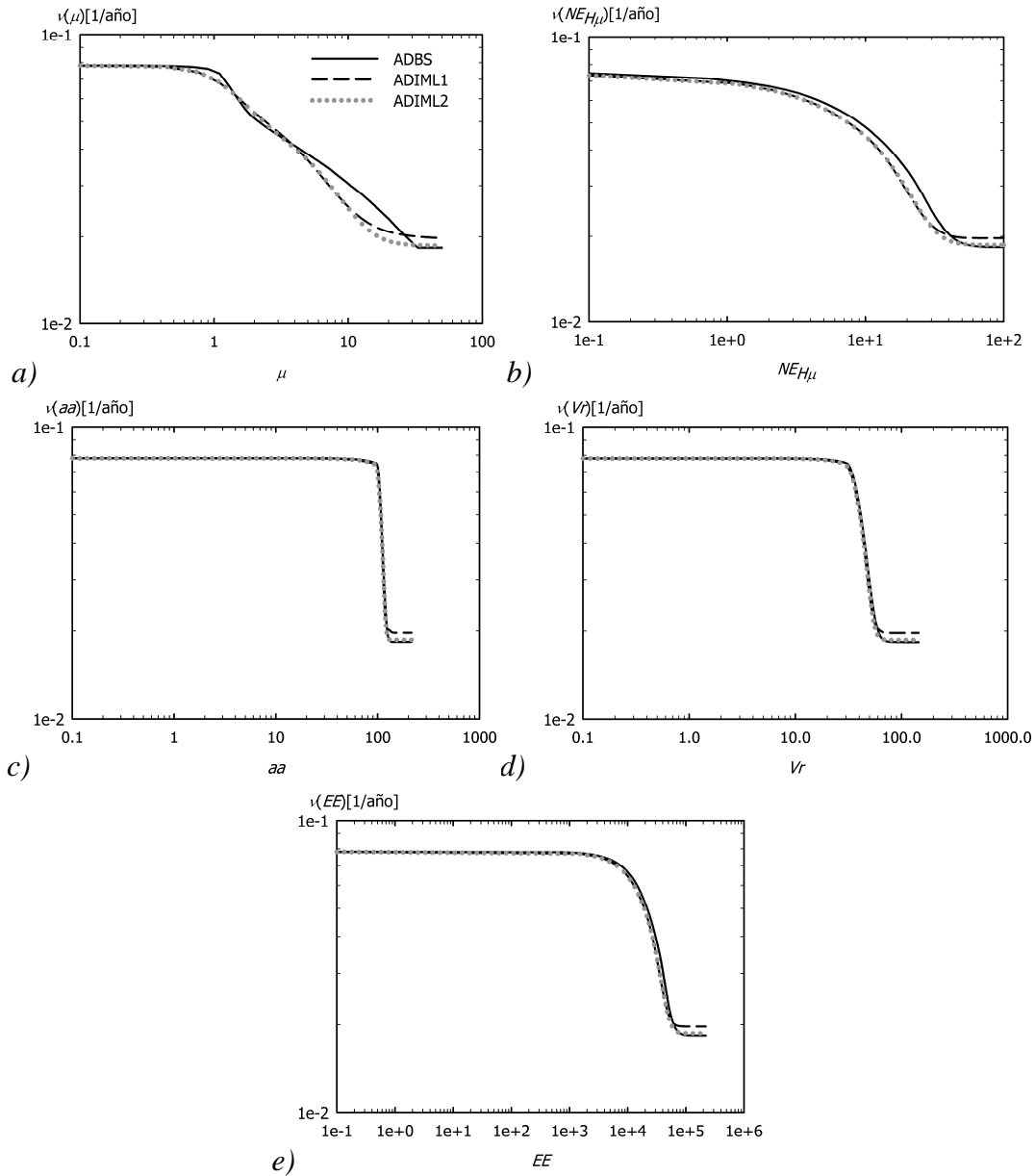


Figura 4-24. Tasas de excedencia para los PDI considerados en SP51 (modelo BPN).

Los resultados presentados en esta sección, tanto para el sitio *SP51* como para el sitio *TEAC*, sugieren que el uso de un *ADI* durante la estimación del peligro sísmico puede llevar a tasas de excedencia que difieren significativamente de las estimadas empíricamente, particularmente conforme se reduce el valor de  $v$ . Se observaron diferencias importantes tanto para la ductilidad

máxima como para la energía plástica normalizada, parámetros que resultan fundamentales para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras resistentes a sismo. Bajo este contexto, es importante desarrollar una serie de conceptos que permitan evaluar las circunstancias bajo las cuales resulte pertinente llevar a cabo un *ADI* con el objeto de caracterizar el comportamiento no lineal de una estructura.

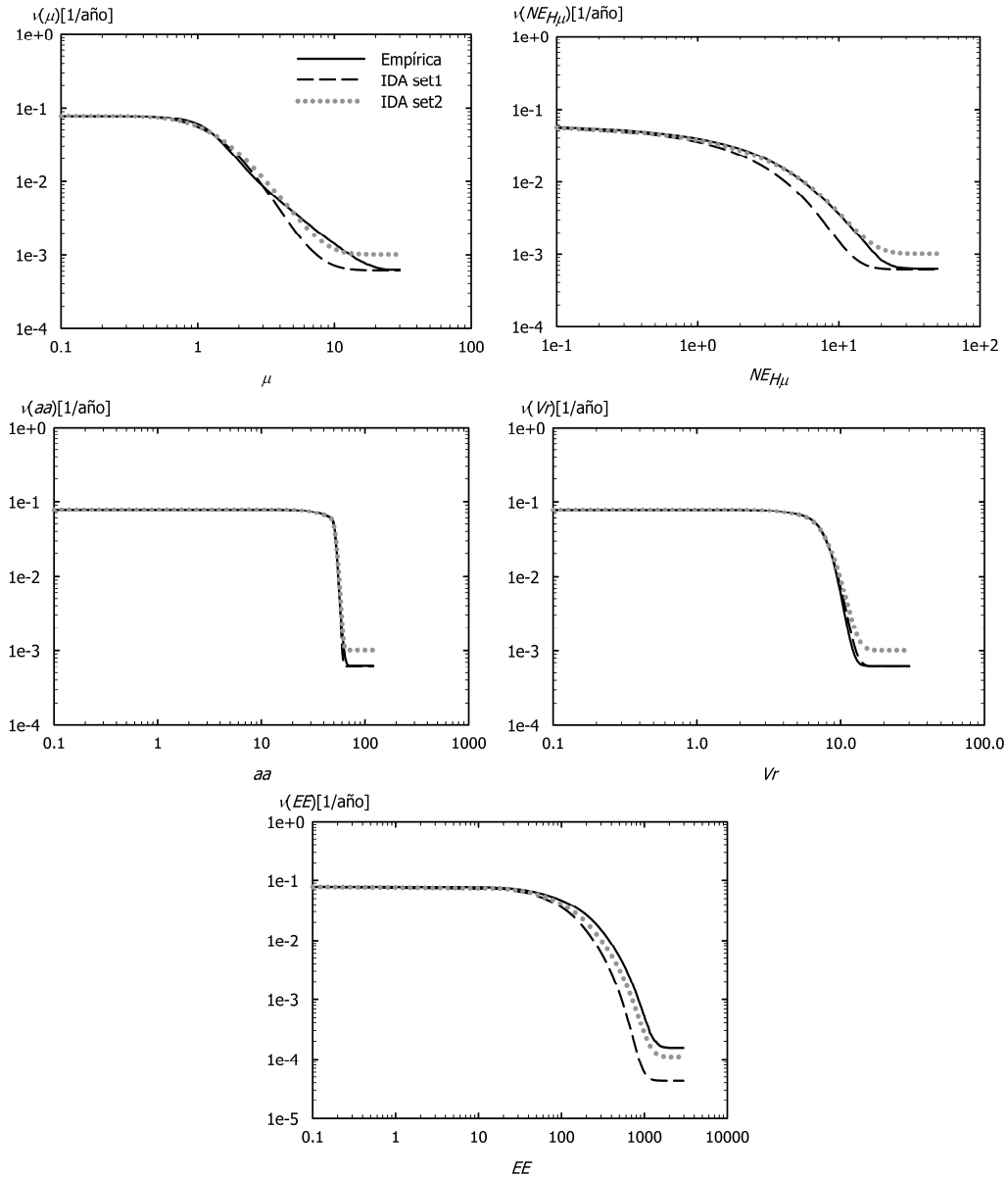


Figura 4-25. Tasas de excedencia para los PDI considerados en TEAC (modelo BPN).



#### 4.4 Curvas ADBS y normalización respecto del coeficiente de resistencia ( $cy$ )

Para poder establecer las circunstancias bajo las cuales es pertinente llevar a cabo un *ADI*, esta sección compara, bajo un nuevo formato, los resultados obtenidos del *ADI* con aquellos obtenidos con el *ADBS*. Para hacer esto posible, se establecen curvas de capacidad dinámica para el *ADBS* que en forma siguen a aquellas establecidas por medio de un *ADI*. Además, se normaliza el eje de las ordenadas de tal manera que la medida de intensidad se expresa como el valor de pseudo-aceleración normalizado por el coeficiente sísmico del sistema estructural.

En términos del *ADI*, se consideran los resultados obtenidos por el *ADIMLI*. Los valores límite de  $M_w$  para cada semilla son los mismos que se han considerado hasta el momento. Para cada valor postulado de  $M_w$ , se establecieron 50 registros sintéticos para llevar a cabo el *ADBS*, lo que resultó en un nuevo conjunto de 5300 movimientos para cada sitio bajo consideración (*SP51* y *TEAC*).

Para ofrecer un marco cuantitativo en términos de la aplicabilidad del *ADI*, se procedió a cuantificar los rangos de intensidad para los cuales las estimaciones de *PDI* obtenidas por este método son congruentes con las arrojadas por el *ADBS*. Para ello, la *MI* se caracterizó numéricamente conforme a lo siguiente:

$$R = \frac{SA}{cyg} \quad (4-1)$$

donde *SA* corresponde a la ordenada elástica de pseudo-aceleración correspondiente al periodo del sistema de *IGL*, *c* el coeficiente sísmico del sistema, y *g* la aceleración de la gravedad.

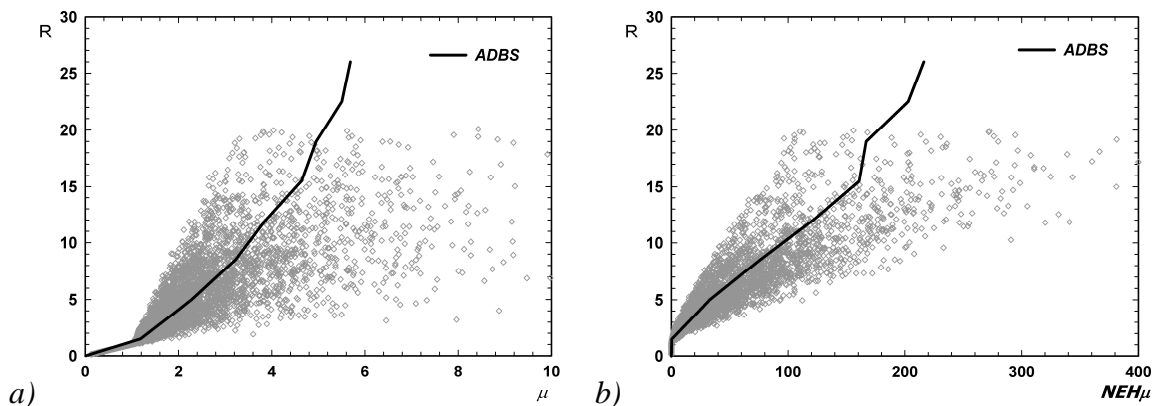


Figura 4-26. Ejemplos de curvas medianas del ADBS para los *PDI*s considerados (*SP51*, modelo *EPP*).

La figura 4-26 muestra, dentro del contexto de un *ADBS*, las curvas medianas de capacidad dinámica derivadas para la ductilidad máxima y la energía plástica normalizada. Mientras que un valor de *R* menor que 1.0 implica una respuesta elástica del sistema de *IGL*, un *R* mayor que uno

indica que el sistema ha ingresado al intervalo no lineal de respuesta. Note que un incremento del valor de  $R$  indicaría una resistencia menor del sistema estructural en relación con la intensidad del movimiento del terreno. Por tanto, una similitud entre las curvas medianas de capacidad derivadas de un  $ADI$  y un  $ADBS$  para valores grandes de  $R$  implicaría una buena caracterización por parte del  $ADI$  de las demandas que sufre la estructura cuando su comportamiento es altamente no lineal.

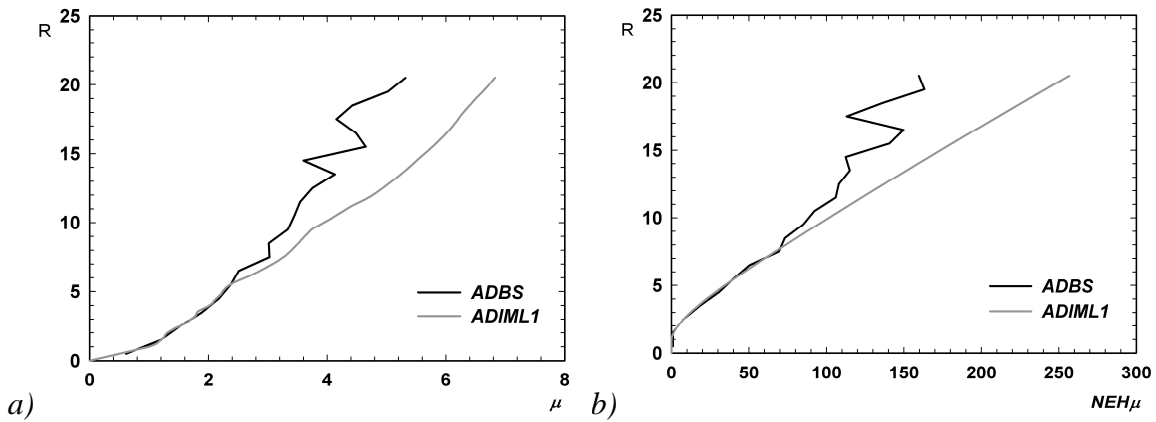


Figura 4-27. Ejemplo de comparativa entre curvas SBDA e IDA para un modelo EPP con  $T=2s$ ,  $c_y=0.10$  y  $\theta=0.0$  en SP51 a)  $\mu$  b)  $NEH\mu$

La figura 4-27 presenta las estimaciones calculadas para un  $SIGL$  con  $T=2.0$ ,  $c_y=0.1$  y  $\theta=0$  en SP51, por medio del  $ADBS$  y el  $ADIML1$ . Note que a partir de valores de  $R$  mayores que 7, las curvas de capacidad tienden a exhibir diferencias significativas, tanto para la demanda máxima de ductilidad como para la energía plástica normalizada. Para el ejemplo presentado, el  $ADIML1$  tiende a sobrestimar ambas demandas sísmicas. Para la ductilidad máxima, las diferencias son del 5%, 10% y 20% para  $R$  de 5.5, 6.3 y 11.1, respectivamente. Para de la demanda plástica normalizada, estos porcentajes se alcanzan para  $R$  de 1.5, 2.5 y 12.4 respectivamente. Para apreciar mejor las diferencias, la figura 4-28 presenta el valor del residual  $b$  en función de  $R$ .

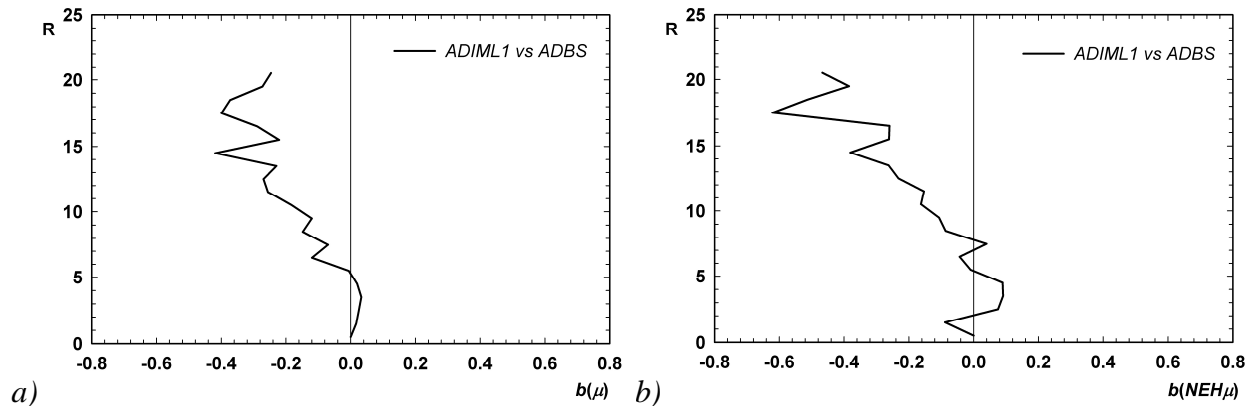


Figura 4-28. Evolución de los residuales respecto de  $R$  (sitio SP51) a)  $\mu$  b)  $NEH\mu$

Para el caso de *TEAC* y un sistema con *T* de 0.8 segundos, coeficiente de 0.05 y *q* igual a 0, las figuras 4-29 y 4-30 muestran diferencias importantes desde valores bajos de *R*. En términos de la ductilidad máxima, las diferencias de 5%, 10% y 20% se alcanzan para *R* de 1.1, 1.2 y 1.5. Para la energía plástica normalizada, los valores correspondientes de *R* son 2.2, 2.9 y 4.2 respectivamente.

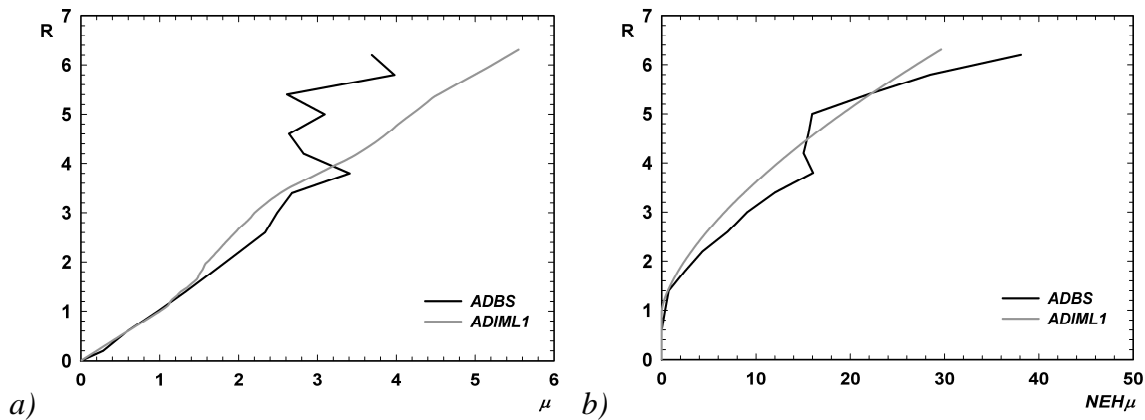


Figura 4-29. Ejemplo de comparativa entre curvas SBDA e IDA para un modelo EPP en *TEAC* a)  $\mu$  b)  $NEH\mu$

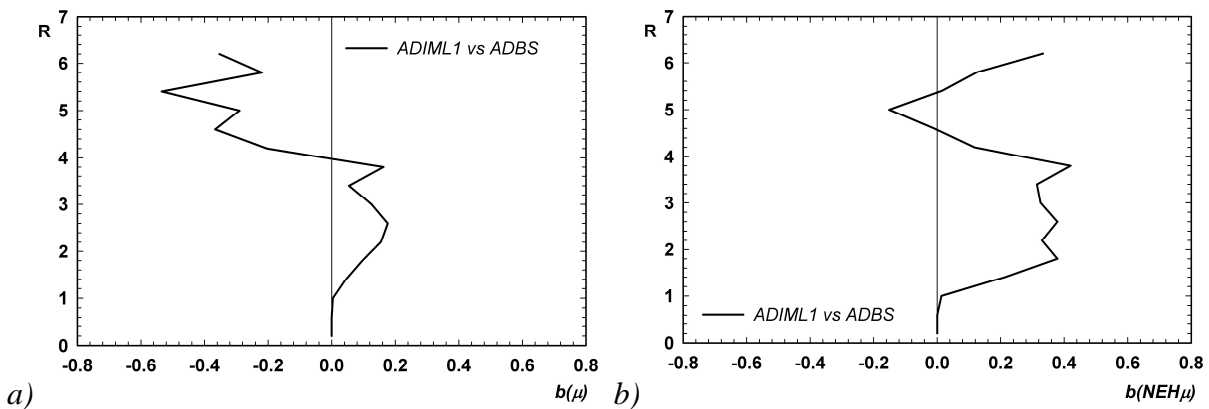


Figura 4-30. Evolución de los residuales respecto de *R* (sitio *TEAC*) a)  $\mu$  b)  $NEH\mu$

Los resultados presentados en esta sección permiten entender que el error en que se incurre cuando se utiliza un *ADI* y el método lineal de escalado, para estimar las demandas no lineales en un sistema estructural, tiende a incrementarse conforme aumenta el valor de *R*. Lo anterior lleva a la necesidad de establecer valores límites de *R* en función de las propiedades estructurales relevantes del sistema estructural.

Adicionalmente, al analizar la serie de resultados como los mostrados en las figuras 4-27 a 4-30, fue posible apreciar que las curvas resultantes del *ADBS*, mostraban una falta de robustez estadística en la región de valores altos de *R* (intervalo de respuesta no lineal). De ahí que, para

obtener una curva de capacidad dinámica por medio del *ADBS*, que sea estadísticamente robusta a lo largo de toda la evolución de *R*. Fue necesario considerar dos posibilidades: incrementar en gran medida el número de registros de la muestra *MSISMOL* o reducir la resistencia para los de forma tal que permitieran una distribución más uniforme de los valores de *PDI* resultantes entre los distintos intervalos establecidos a lo largo de *R* para la estimación estadística de las curvas *ADBS*.

De lo anterior buscando evitar el incremento de tiempo de cómputo, se tomó como solución el incremento moderado de la muestra *MSISMOL*, llegando a un total de 50,000 simulaciones, y adicionalmente se redujo la resistencia de los sistemas hasta obtener una distribución lo más uniforme posible entre los distintos intervalos de *R* usados para construir las curvas de capacidad dinámica basadas en el *ADBS*.

Las figuras 4-31 a 4-34 se presenta la comparativa de los resultados del *ADBS* y las dos curvas estimadas por medio del *ADI* con las dos muestras *MLINEAL1* y *MLINEAL2*. Las estimaciones del *ADBS* se muestran en línea continua en color negro, mientras que los resultados de los *ADIs* obtenidas con la *MLINEAL1* se presentan en color gris y línea continua, mientras que las estimaciones con la *MLINEAL2* tienen línea discontinua.

Las diferencias observadas de las curvas medianas del *ADBS* y ambos *ADIs* tienden a ser influenciadas por el valor de período *T*. Para el sitio *SP51* la figura 4-31, las curvas *ADI* estiman demandas menores de *m* para un valor dado de *R* y valores de *T* menores a 1 s. Para valores de *t* entre 1.0 y 1.5 s, las estimaciones del *ADI* resultante de la muestra *MLINEAL1* mantiene la misma tendencia, aunque la *MLINEAL2* mantiene valores similares de demandas de *m*. Finalmente para *T* igual o mayor a 2 s, las demandas calculadas con ambos *ADI* tienden a ser mayores que las estimaciones brindadas por el *ADBS* particularmente con el incremento de *R*.

En las figuras 4-32 para las demandas de *NEHμ*, es posible apreciar que las tendencias son similares a lo observado para el caso de *μ*.

Para ambos *PDI*s es evidente que las estimaciones del *ADI* de la *MLINEAL1* tienden a separarse a valores menores de *R* que lo mostrado por la *MLINEAL2*, lo que indicaría que los factores de escala utilizados para la *MLIENALI* pueden ser un factor más relevante en la generación de sesgo respecto de lo calculado para el *ADBS*. Adicionalmente se presentan en la tabla 4-1 los resultados de las desviaciones estándar  $\sigma_{ADI}$  y  $\sigma_{ADBS}$  estimadas para ambos *PDI*s, permitiendo observar una concordancia aceptable, lo que corrobora la hipótesis establecida previamente en la sección 3.7.

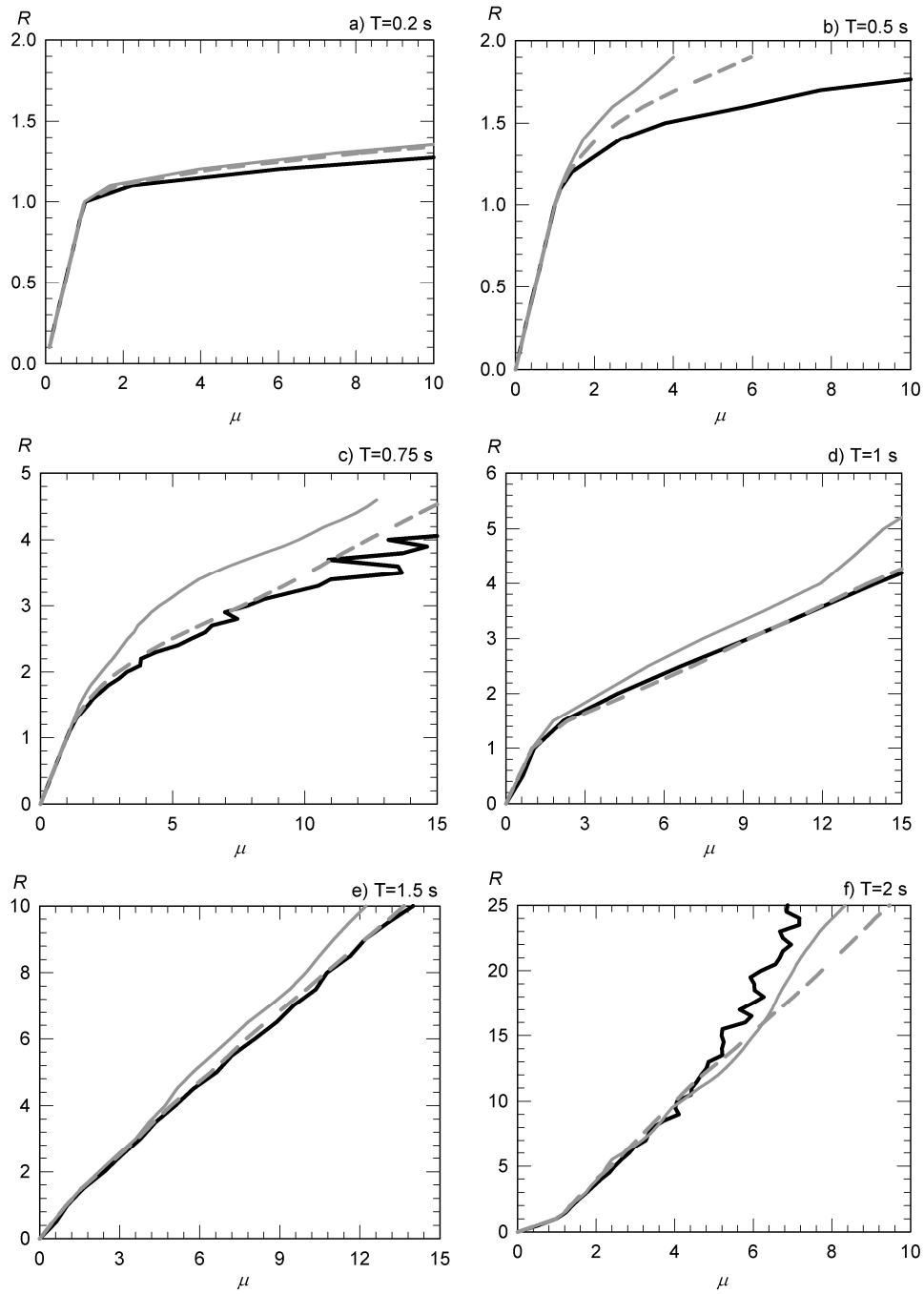


Figura 4-31 Comparativa entre las medianas del ADBS (línea continua) y los ADI (líneas en color gris) de demandas de  $\mu$  para modelos EPP en SP51.

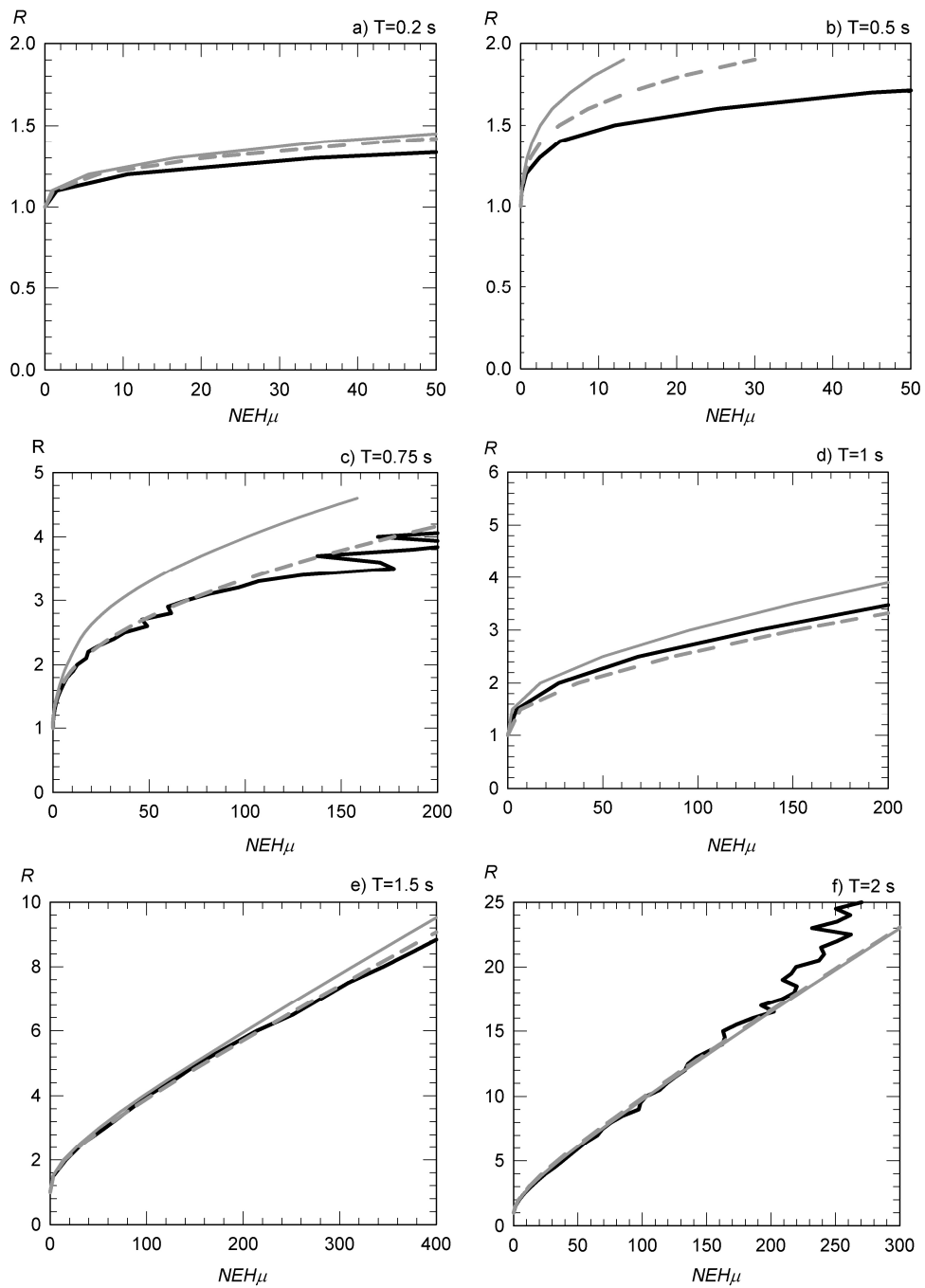


Figura 4-32 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para  $NEH_{\mu}$  para modelos EPP en SP51.

Tabla 4-1 Muestra de desviaciones estándar en espacio log del ADBS y el ADI en SP51

$T$ (sec)	$\sigma_{\mu ADI}$	$\sigma_{\mu ADBS}$	$\sigma_{NEH\mu ADI}$	$\sigma_{NEH\mu ADBS}$
0.2	0.43	0.4	0.89	0.84
0.5	0.4	0.42	0.9	0.93
0.75	0.58	0.45	1.02	0.92
1	0.36	0.36	0.79	0.82
1.5	0.32	0.33	0.42	0.46
2	0.41	0.31	0.37	0.51
2.5	0.38	0.28	0.35	0.51
3	0.31	0.29	0.46	0.73
4	0.31	0.26	0.58	0.8
5	0.27	0.27	0.59	0.85

Para *TEAC*, de las figuras 4-33 y 4-34 es posible observar que las tendencias generales del *ADI* utilizando la muestra *MLINEAL2* tiende a exhibir estimaciones mayores de *PDI* conforme *R* se incrementa y de la misma forma que en *SP51*, se vislumbra una dependencia en el valor de *T*, aunque no de forma tan clara como puesto que la sobreestimación de *PDI* en *TEAC* muestra un carácter más constante.

Caso contrario, los resultados calculados para el *ADI* con *MLINEAL1* muestran una tendencia más bien opuesta, generando consistentemente valores de *PDI* menores, y estas diferencias se vuelven apreciablemente distintas de las estimaciones del *ADBS* en valores de *R* de alrededor de 2.

De la figura 4-34 se aprecian tendencias similares entre las estimaciones del *ADBS* y ambas curvas medianas obtenidas por medio del *ADI*, aunque las diferencias más grandes se aprecian para el caso de la *MLINEAL1*. Así mismo, la tabla 4-2 presenta la evolución de los valores de  $\sigma_{ADI}$  y  $\sigma_{ADBS}$  para el sitio *TEAC*, observando igualmente que en *SP51* una concordancia entre ambos métodos de análisis.

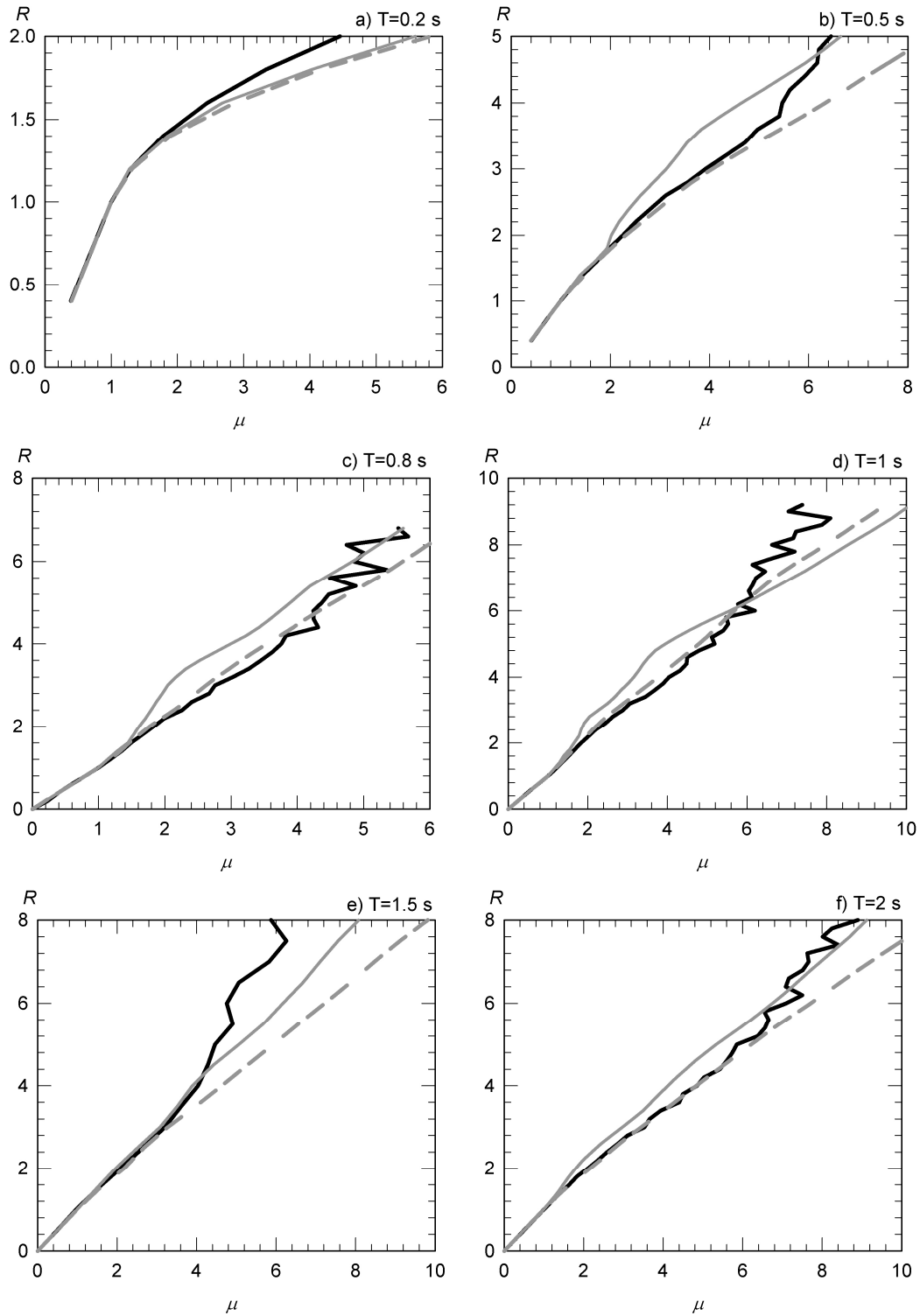


Figura 4-33 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para  $\mu$  en modelos EPP en TEAC.



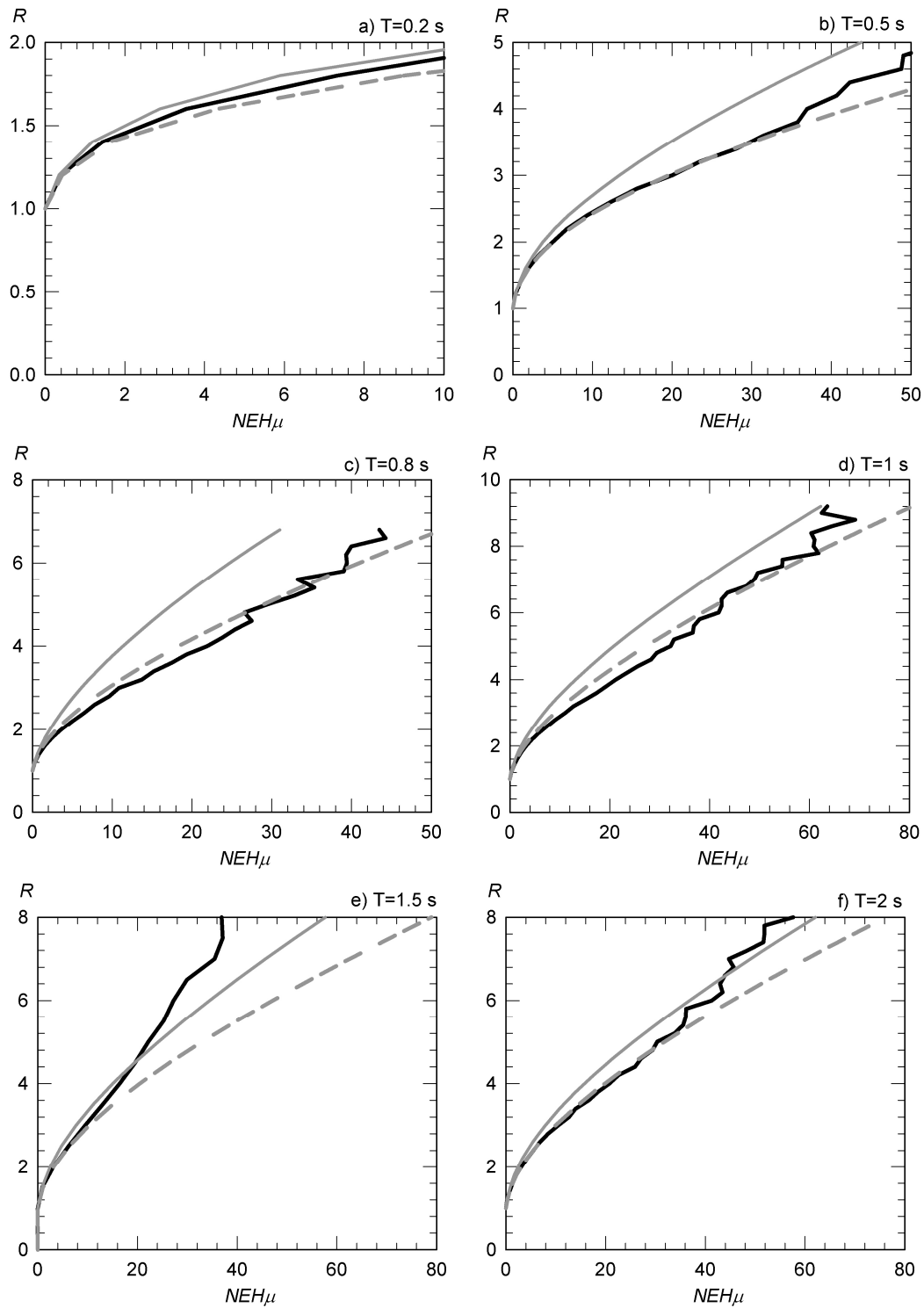


Figura 4-34 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para  $NEH_{\mu}$  en modelos EPP en TEAC.

Tabla 4-2 Muestra de desviaciones estándar en espacio log del ADBS y el ADI en TEAC

$T$ (sec)	$\sigma_{\mu DA}$	$\sigma_{\mu SBDA}$	$\sigma_{NEH\mu DA}$	$\sigma_{NEH\mu SBDA}$
0.2	0.33	0.21	0.55	0.53
0.5	0.42	0.31	0.64	0.57
0.8	0.35	0.25	0.43	0.51
1	0.39	0.29	0.42	0.57
1.5	0.41	0.26	0.54	0.56
2	0.37	0.27	0.49	0.52
2.5	0.34	0.29	0.46	0.52
4	0.35	0.3	0.52	0.55

De la figura 4-35 a la 4-38 se presentan las estimaciones obtenidas con el ADBS y ADI para modelos con comportamiento BPN, donde todos los resultados corresponden a un valor de  $\theta$  de 0.01 (que en términos cualitativos puede considerarse un efecto  $P-\Delta$  moderado). Aunque otros valores de  $\theta$  fueron inicialmente considerados, en el presente trabajo se discuten las observaciones de carácter más general tomando como base el valor de  $\theta$  de 0.01.

Aunque en algunos casos las curvas ADI y ADBS para un modelo de comportamiento BPN son ligeramente diferentes de aquellas estimadas para los modelos de comportamiento EPP, las diferencias entre las curvas ADBS y ADI son menores particularmente cuando el valor de  $T$  se incrementa. En estos casos, el efecto del tipo de suelo sobre la forma en que la respuesta estructural evoluciona en el intervalo no lineal puede ser importante, sobre todo debido al valor que se tenga de  $\theta$ .

De acuerdo con el párrafo previo, es posible observar que para el caso de SP51, las demandas de  $\mu$  tienden a incrementarse a valores de  $R$  comparativamente más bajos en aproximadamente un 45% que en el caso de los modelos EPP, lo que a su vez provoca que las diferencias de las curvas medianas del ADI y el ADBS presenten diferencias menores. Cabe mencionar que el efecto  $P-\Delta$  influye de manera aún más importante la evolución de  $NEH\mu$ , que se reducen aproximadamente en un 30%.

Para el sitio TEAC, se aprecia que la influencia del efecto  $P-\Delta$  no es de tanta importancia como para la condición de suelo blando, y las diferencias entre las curvas medianas de ambos ADI y el ADBS se reducen de forma no tan drástica como se aprecia en SP51.

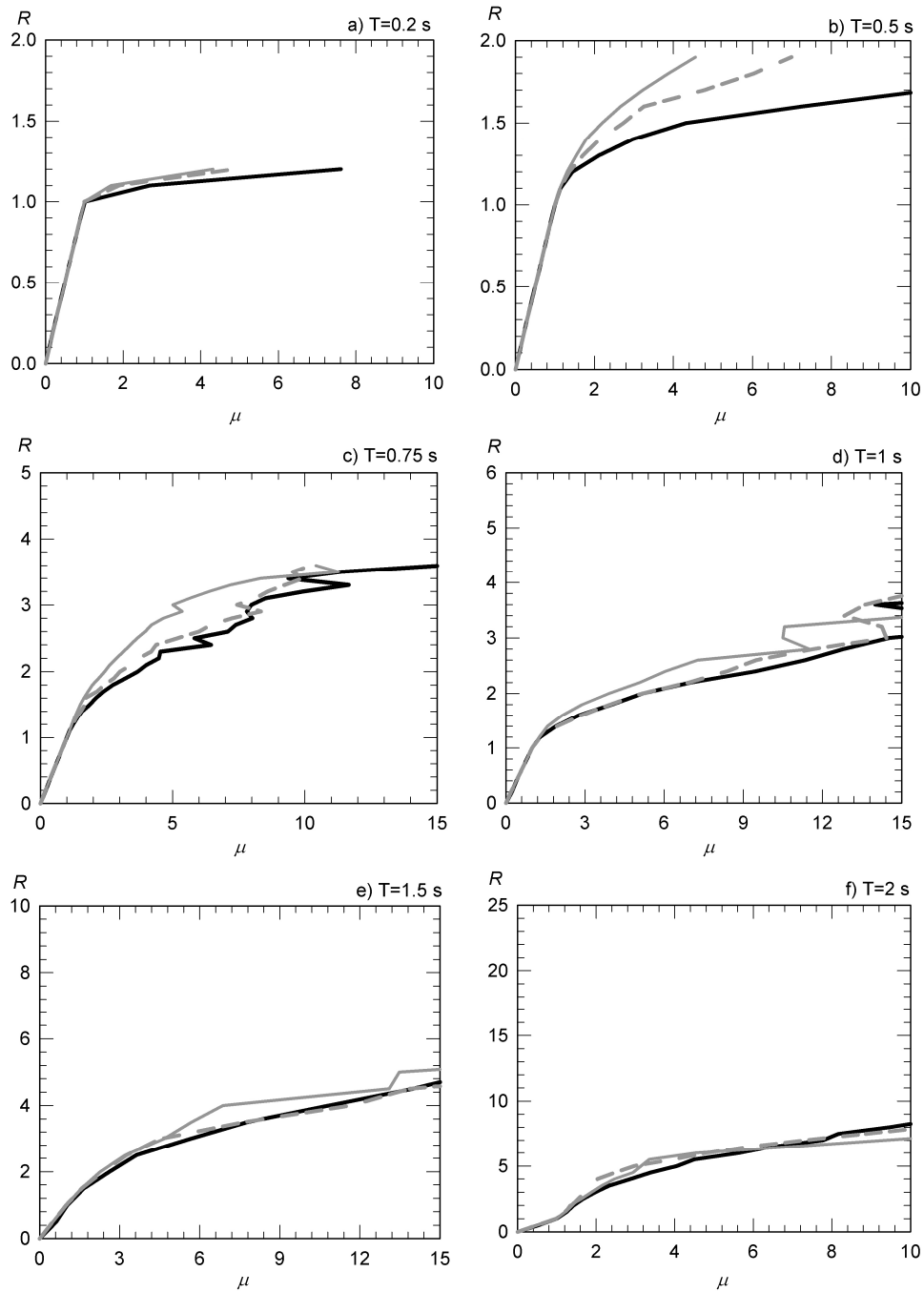


Figure 4-35 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para  $\mu$  en sistemas BPN con  $\theta=-0.01$  en SP51.

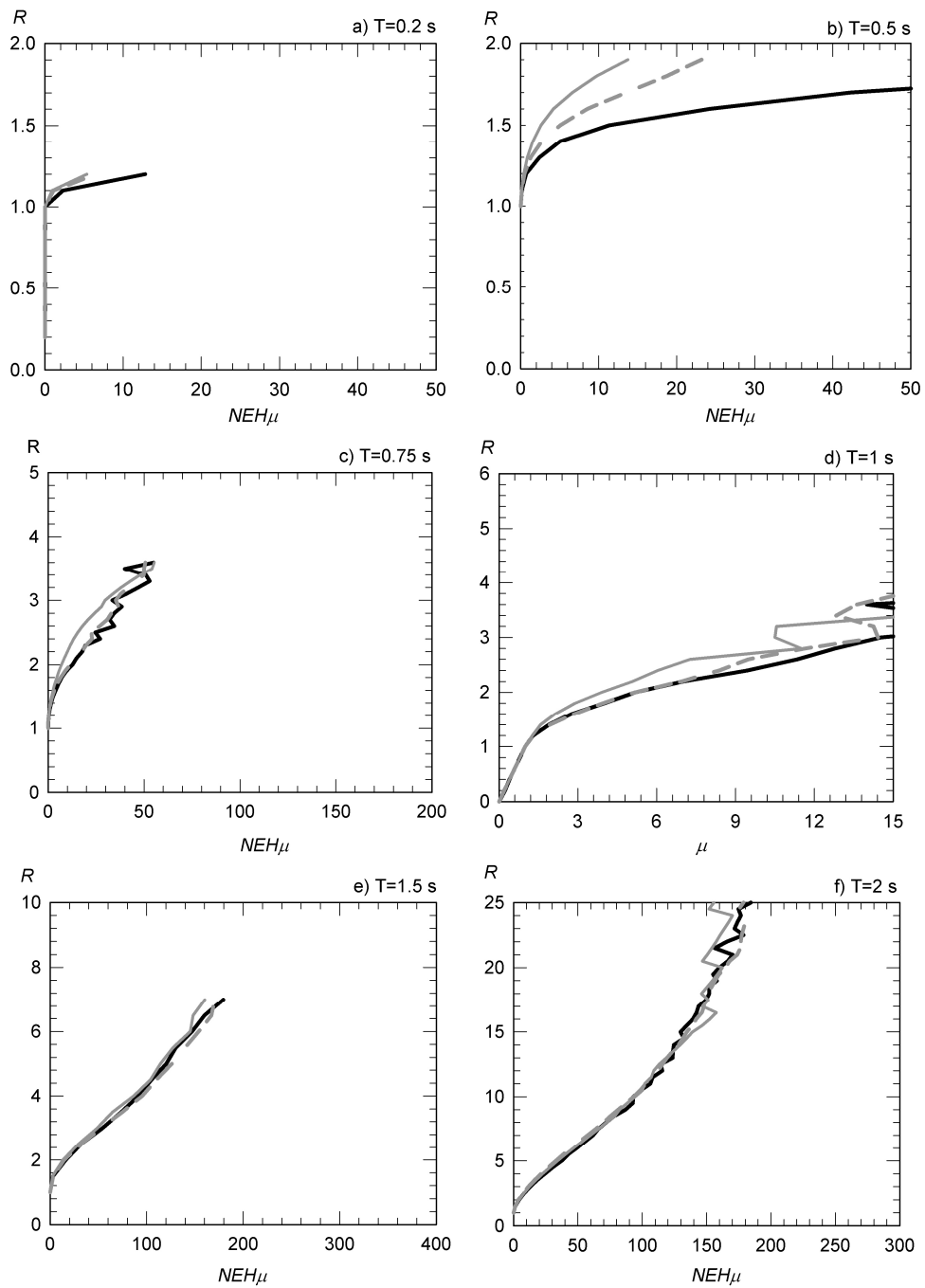


Figura 4-36 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para  $NEH\mu$  sistemas BPN con  $\theta=-0.01$  en SP51.

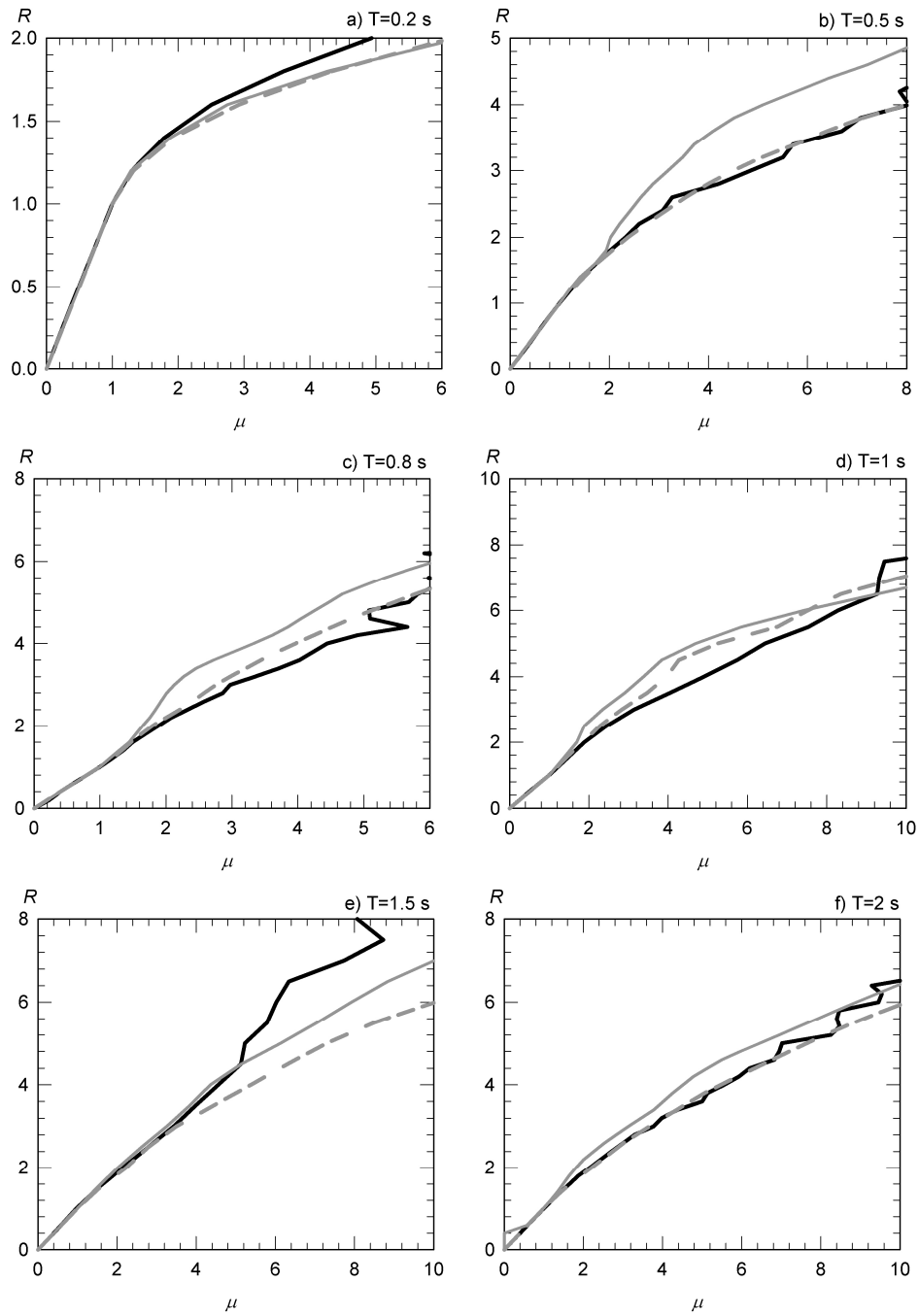


Figura 4-37 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para modelos BPN con  $\theta=-0.01$  en TEAC

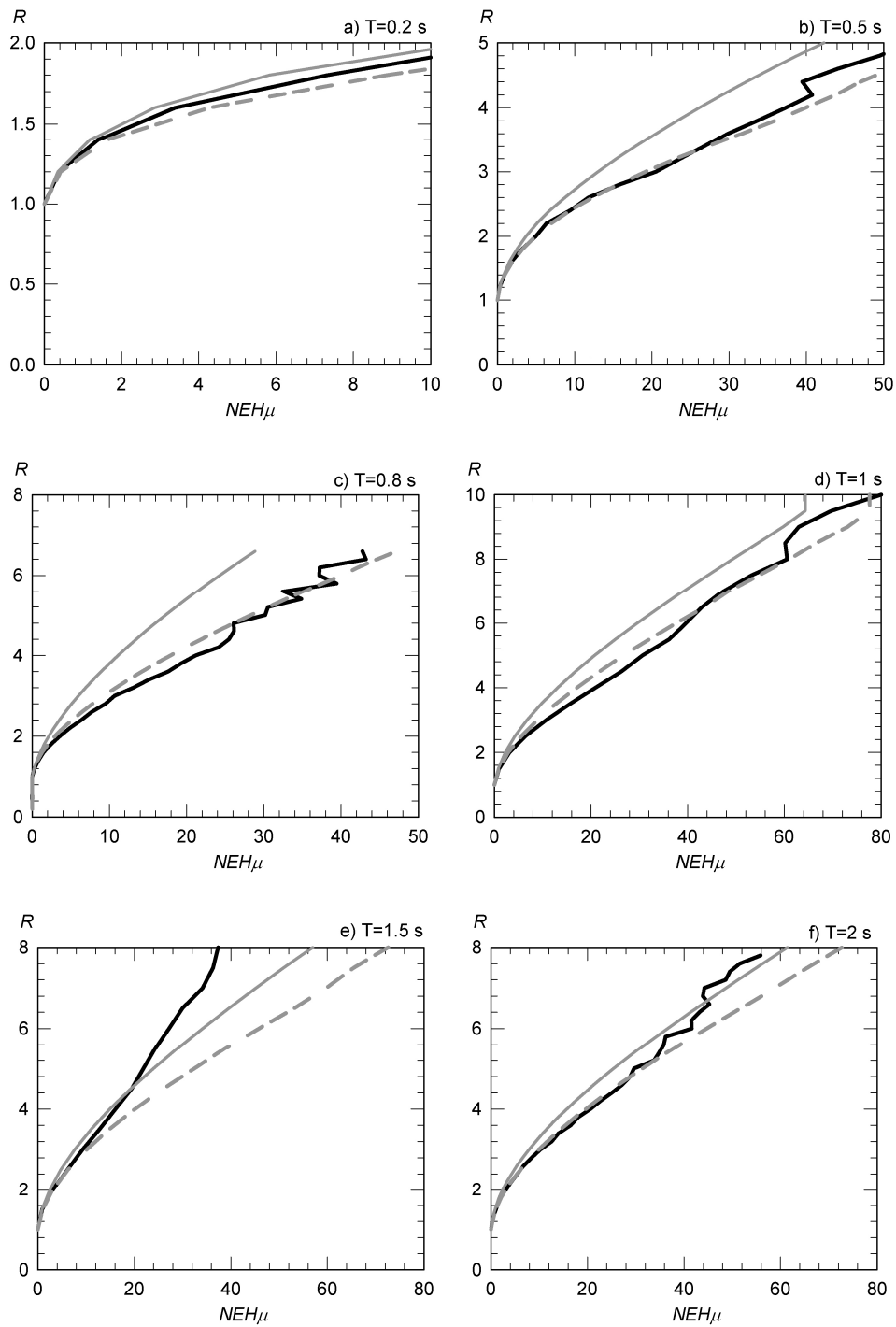


Figura 4-38 Comparativa de medianas del ADBS (línea continua) y los IDA (líneas en color gris) para  $NEH_\mu$  en modelos BPN con  $\theta=-0.01$  en TEAC.

#### 4.5 Aplicabilidad del ADI en el intervalo de comportamiento no lineal (factores $R_{lim}$ )

Después de lo explicado en la sección 3.7 y las observaciones hechas en párrafos previos, la diferencia cuantitativa entre las medianas del *ADBS* y el *ADI* puede utilizarse como una medida de precisión implícita en el uso del escalamiento lineal de registros dentro la aplicación del *ADI* cuando se caracteriza a *PDI*. Se calculó el sesgo de una curva *ADI* ( $|b_{ADI}|$ ) respecto de la correspondiente curva *ADBS* la cual se definió inicialmente como la diferencia en unidades logarítmicas entre la mediana del *ADBS* y el *ADI* dado un valor de  $R$ .

Dependiendo las condiciones del sitio en estudio, para SP51 se optó por normalizar el valor de  $T$  respecto del período dominante del suelo (definido como  $T_s$ ), mientras que para TEAC se conservó la notación original.

En la figuras de 4-39 a 4-42, las líneas continuas en color negro representan un valor de  $|b_{ADI}|$  igual a 0.10, mientras que las líneas punteadas son aquellas donde  $|b_{ADI}|$  alcanzan un valor de 0.20.

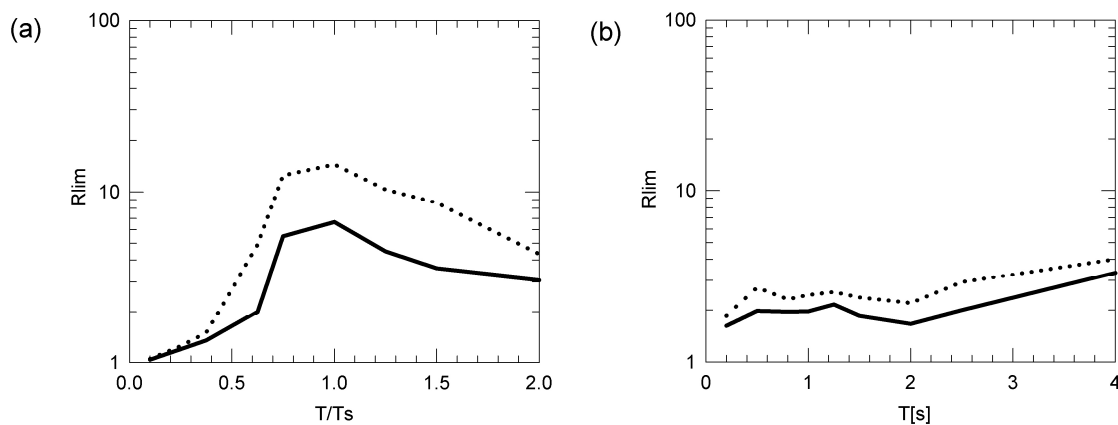


Figura 4-39 Valores obtenidos de  $R_{lim}$  para el caso del MLINEAL1 para los sitios considerados en modelos EPP a)SP51 b)TEAC

En la figura 4-39 se muestran los valores  $R_{lim}$  calculados para modelos con comportamiento *EPP*, considerando la muestra MLINEAL1, lo que implica considerar factores de escala grandes (de hasta 100) donde se aprecia que para la condición de suelo presente en SP51 los valores de  $R_{lim}$  se incrementan de forma importante en las regiones cercanas a  $T/T_s$  igual a 1.

Por otro lado, para el caso de TEAC no se encuentra un incremento importante de los valores de  $R_{lim}$  en la mayoría del intervalo de  $T$  considerado, sino un incremento moderado hasta valores de alrededor de 3s. Cabe llamar la atención en el hecho que los factores  $R_{lim}$  para la muestra MLINEAL1 en suelo firme se ven muy restringidos permitiendo valores de alrededor de  $R_{lim}$  de 2.

En la figura 4-40 se resumen las estimaciones de  $R_{lim}$  para el caso de modelos  $EPP$  y la muestra  $MLINEAL2$ , donde se consideran factores de escala estándar (0.1 a 10). En este caso se aprecia un incremento en los valores de  $R_{lim}$  respecto de lo observado en la figura 4-39 donde, para SP51 el incremento puede ser entre 2 y 3 veces el valor observado para las estimaciones obtenidas con la  $MLINEAL1$ .

En  $TEAC$ , el máximo se encuentra cerca de un  $R_{lim}$  de 10 para un  $T$  de 1 s, aunque para valores de  $T$  largo, también se alcanzan valores de alrededor de 6. El incremento respecto de lo apreciado para la muestra  $MLINEAL1$ , alcanza aproximadamente un factor de 5, lo que permite apreciar que el valor de los factores de escala tienen una influencia más relevante para el caso de suelo firme.

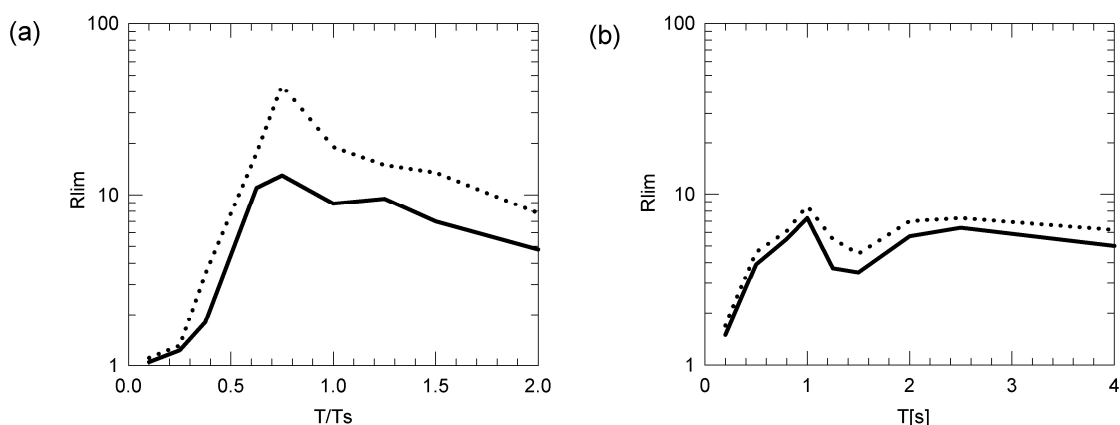


Figura 4-40 Valores obtenidos de  $R_{lim}$  para el caso del  $MLINEAL2$  para los sitios considerados en modelos  $EPP$  a)SP51 b)TEAC

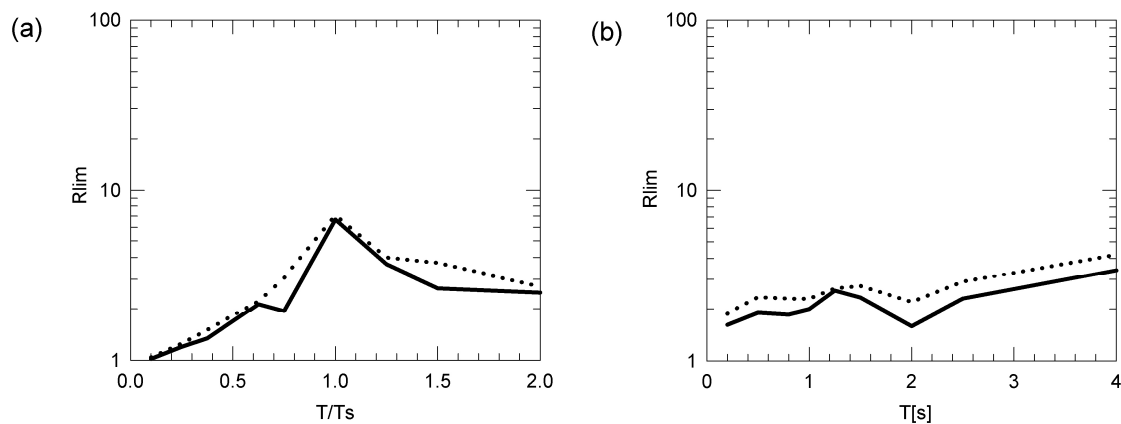
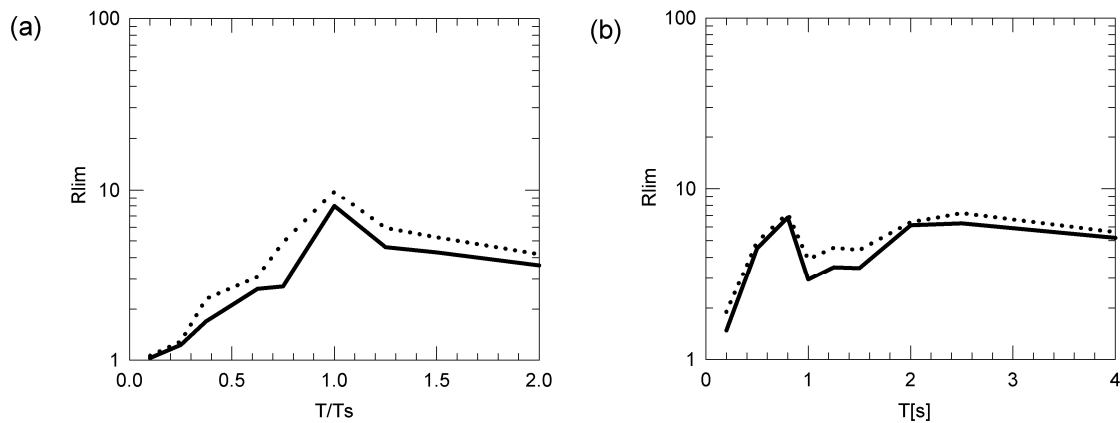


Figura 4-41 Valores obtenidos de  $R_{lim}$  para el caso del  $MLINEAL1$  para los sitios considerados en modelos  $BPN$  ( $\theta=0.10$ ) a)SP51 b)TEAC



En la figura 4-41 se muestra el resumen de los factores  $R_{lim}$  para los modelos con comportamiento  $BPN$  ( $\theta=0.10$ ) y la muestra  $MLINEAL1$ , donde evidentemente se observa el efecto de los factores de escala principalmente para  $TEAC$ , mientras que para  $SP51$  la moderada reducción de los factores  $R_{lim}$  depende más del efecto  $P-\Delta$ .

En la figura 4-42, los factores  $R_{lim}$  para modelo  $BPN$ , pero considerando la muestra  $MLINEAL2$ , en  $SP51$  se presenta una tendencia muy similar a la apreciada en la figura anterior, lo que indica una influencia poco relevante del valor utilizado en los factores para el escalamiento lineal. Por su parte en  $TEAC$ , la influencia de los factores de escala cobra importancia a similitud de lo observado para los modelos con comportamiento  $EPP$ .



**Figura 4-42** Valores obtenidos de  $R_{lim}$  para el caso del  $MLINEAL2$  para los sitios considerados en modelos  $BPN$  ( $\theta=0.10$ ) a)  $SP51$  b)  $TEAC$

Si se considera que para la práctica normal de diseño sísmico se considera utilizar valores de  $R$  hasta de 6, y que un valor de  $|b_{ADI}|$  mayor que 0.20 podría considerarse inaceptable en términos de cuantificar la precisión del  $ADI$  respecto del  $ADBS$ , podrían obtenerse una serie de reglas para la aplicación del  $ADI$ , esto como función igualmente de los valores de escala considerados para el proceso de escalamiento lineal.

Para el caso donde los factores de escala sean grandes (100 o mayores), observando la figura 4-39, las estimaciones del  $ADI$  podrían considerarse aceptables para estructuras con relaciones de  $T/T_s$  mayores a 0.5~0.6, mientras que para el sitio  $TEAC$ , no se alcanzan los valores mínimos de diseño puesto que el valor del  $|b_{ADI}|$  solamente se ubica en valores en 1.5 y 4 en todo el rango de períodos.

Para el caso de modelos con comportamiento  $BPN$  (efectos  $P-\Delta$  moderados) en la figura 4-41, para  $SP51$  se aprecia que el  $ADI$  estimaría de forma confiable solamente para la región cercana a

$T/T_s$  de 1, situación que limitaría mucho su aplicabilidad en condiciones de suelo blando. En TEAC se replica a la situación mostrada para los modelos *EPP*.

Por otro lado, de las figura 4-40 y 4-42, donde se presentan las estimaciones de *Rlim* considerando factores de escala entre 0.1 y 10, los factores para el sitio *SP51* no muestran un cambio relevante en comparación de los obtenidos para la muestra *MLINEAL1*, aunque el valor de  $T/T_s$  para el cual aún es confiable estimar utilizando el *ADI* abarca valores mayores a  $T/T_s$  de 0.5. Por su parte los *Rlim* calculados para *TEAC*, presentan una similitud importante con los obtenidos para los modelos con comportamiento *EPP*, mostrando que las estimaciones del *ADI* no serían precisas para valores de  $T$  menores a 0.8 s.

## 5. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

### 5.1 Alcance

La generación de movimientos del terreno a partir de la teoría sismológica siempre involucra una serie de suposiciones y simplificaciones que deben considerarse de forma cuidadosa. De acuerdo con Abrahamson *et al.* (1990), existen tres fuentes de incertidumbre que afectan la generación estocástica de registros sísmicos: A) De modelado, que involucra las diferencias entre el proceso físico real y el de la simulación numérica; B) Aleatoria, que incluye básicamente las características relacionadas con la fuente sísmica y las características de propagación de onda que no pueden ser caracterizadas de forma determinista; y C) Paramétrica, que considera los valores de los parámetros de fuente utilizados para caracterizar sismos futuros. La discusión ofrecida por estos investigadores lleva a entender que los valores medios derivados de registros sintéticos se verían poco afectados por el hecho de considerar o no las incertidumbres involucradas en los diferentes parámetros, y que sería su dispersión la que en un momento dado se podría ver influenciada por la consideración de las incertidumbres.

El objetivo central de esta tesis fue aportar elementos para entender las posibles limitaciones que puede llegar a tener un análisis dinámico incremental durante la estimación del peligro sísmico. Aunque existen varias propuestas para considerar las incertidumbres de los parámetros usados para generar movimientos sintéticos, tal como el uso de árboles lógicos, el acercamiento inicial que representa esta tesis al estudio de la aplicabilidad de un análisis dinámico incremental no justificó por el momento este tipo de refinamientos. En este sentido, se asignaron valores fijos (conforme a lo discutido en detalle en el Capítulo 3) a los parámetros utilizados para la generación de los movimientos sintéticos del terreno conforme al método propuesto por Kohrs-Sansorny *et al.* (2005). En opinión de sus autoras, es de suma importancia considerar durante la generación de movimientos sintéticos valores razonables para el cociente de parámetros de esfuerzos del evento original y del que se pretende simular. Como consecuencia, uno de los puntos que mayor atención debe recibir es el valor considerado para el parámetro de esfuerzos. En el caso de esta tesis, se supuso que este parámetro es independiente de la magnitud del sismo. Aunque Ordaz y Singh (1992) mencionan que el valor de dicho parámetro suele reducirse conforme se incrementa la magnitud del evento sísmico; lo cierto es que este valor para un evento futuro es incierto, y durante la generación de movimientos sintéticos puede volverse importante considerar la incertidumbre asociada a este aspecto (Abrahamson *et al.* 1990). En particular, este parámetro presenta una variabilidad elevada debido a la muy compleja relación que existe entre la ubicación de la falla, la rugosidad de su superficie, y el mecanismo de generación del evento sísmico.

Ordaz *et al.* (1995) comentan que no observaron un efecto considerable de asumir un valor constante para el parámetro de esfuerzos en la respuesta de estructuras con periodo largo.

Aunque la suposición hecha aquí en términos de un parámetro de esfuerzos constante para cada semilla, puede afectar los resultados obtenidos para frecuencias altas (periodos bajos), es importante mencionar que los movimientos sintéticos generados no arrojaron de manera sistemática valores conservadores (se observaron tanto valores positivos como negativos de  $b$ ). Además y tal como se muestra en la figura 3-5, los espectros medios obtenidos con movimientos sintéticos para un evento con  $M_w$  de 8.1 muestran una muy buena correspondencia con aquellos correspondientes a los movimientos registrados durante el evento sísmico real (que además, es el único evento de intensidad elevada que cuenta con registros).

## 5.2 Observaciones

La duración del movimiento del terreno suele incrementarse con el aumento de magnitud del evento que lo genera. Debido a que el método de escalado lineal implícito cuando se recurre al uso de un análisis dinámico incremental no contempla este cambio en la duración, sus resultados difieren cada vez más de los obtenidos con un análisis dinámico basado en sismología conforme se incrementa la magnitud del evento a considerar. Lo anterior es particularmente cierto para sitios ubicados en suelos muy blandos y aquellos parámetros de respuesta que por su naturaleza acumulativa, dependen más de la duración del movimiento. Debido al cambio en el contenido energético en el espacio de la frecuencia de los movimientos, como función de un cambio en la magnitud del evento sísmico, las observaciones resumidas en este párrafo pueden quedar matizadas de acuerdo al periodo del sistema estructural y las características de su comportamiento histerético.

Para las condiciones de suelo firme bajo consideración en esta tesis, se observó que un análisis dinámico incremental hace una caracterización razonable de las demandas máximas de ductilidad siempre y cuando los acelerogramas no se escalen linealmente en más de dos órdenes de magnitud. Esto concuerda con el contexto alrededor del cual se han desarrollado los estudios que validan el uso del análisis dinámico incremental durante la determinación del peligro sísmico. En particular, si la regresión condicional de  $PDI$  respecto  $MI$  es independiente de  $M_w$  y  $R_{CLD}$ , un análisis dinámico incremental permitirá obtener estimaciones precisas del  $PDI$  para una tasa de excedencia dada (Vamvatsikos y Cornell 2002, Luco y Cornell 2007).

Si bien algunos resultados obtenidos en esta tesis apoyan el marco de uso práctico desarrollado hasta el momento, otros cuestionan la aplicabilidad del análisis dinámico incremental para casos que se alejen de dicho marco. Entre algunas cosas que vale la pena comentar está el hecho de que por cuestiones de límites físicos, los movimientos generados en algunas fuentes no pueden exceder de cierto nivel de intensidad. Mientras que un método de simulación que se sustenta en la teoría sismológica sería capaz de reflejar esto, el escalado lineal contemplado por el análisis dinámico incremental tiene el potencial de dar lugar a movimientos sísmicos irreales que darán

lugar a una caracterización incorrecta de la respuesta no lineal de un sistema estructural para valores grandes de magnitud.

La misma importancia que un análisis dinámico incremental asigna a los movimientos del terreno que considera durante su ejecución, puede llegar a contraponerse al hecho real de que cuando se estima el peligro sísmico, los movimientos generados en una fuente en particular pueden tener mucho mayor peso que los generados en otras (debido a efectos de dispersión, azimuth o a las características muy particulares de algún registro). Lo anterior puede resultar, como se ilustró en esta tesis, en que el análisis dinámico incremental lleve a curvas de peligro sísmico que se alejan de las que serían estimadas al considerar la teoría sismológica. Al respecto, vale la pena mencionar que por simplicidad, en esta tesis se consideraron cuatro fuentes por medio de un modelo puntual, y que resultaron equidistantes a los sitios de interés, generando la posibilidad de amplificación del efecto del residual debido a una fuente en particular. Por ejemplo, en el caso del sitio *SP51*, el nivel de riesgo quedó controlado para un intervalo importante de magnitudes por una sola fuente sísmica, y su residual afectó de manera importante la estimación del peligro sísmico. Vale la pena mencionar que es difícil establecer este fenómeno *a priori*, ya que por lo general se cuenta con una curva de peligro total que no permite entender la contribución de cada fuente individual. Con base en la discusión presentada en este párrafo, es posible concluir que resulta muy importante considerar para un análisis incremental varios registros por cada fuente, de tal manera de minimizar la introducción de un residual durante el uso de un análisis dinámico incremental. En algunos casos será difícil atender esta recomendación dada la cantidad limitada de registros que se tienen para algunas fuentes.

A partir de la determinación de valores  $R_{lim}$ , fue posible establecer que dichos límites tiende a crecer conforme el periodo del sistema se acerca al periodo dominante de la excitación, y a decrecer conforme se hacen más importantes los efectos  $P-\Delta$ . Lo anterior implica que la caracterización que hace un análisis dinámico incremental de las demandas no lineales, puede mejorar, particularmente conforme sea mayor la magnitud del evento sísmico al que se asocian los registros utilizados, las características dinámicas del sistema estructural lo aproximen a la zona de periodos con mayor amplificación dinámica y conforme se reduce el impacto de los efectos  $P-\Delta$ . Los valores límites de  $R$  permiten entender además que un análisis dinámico incremental siempre caracterizará mejor los parámetros de respuesta que no dependen de la duración (demanda máxima de ductilidad) con respecto a aquellos que si dependen de ella (demandas de carácter energético).

### 5.3 Conclusiones

El *ADI* es la herramienta más importante con la que se cuenta hoy en día para la estimación de parámetros de demanda para fines de evaluación sísmica. Válido en diversos casos (Quiroz, *et al.* 2013), es también importante reconocer que hay límites para la aplicabilidad de este método,

como resultado de contraponer y comparar de forma directa sus estimaciones respecto de la metodología propuesta en el presente trabajo (*ADBS*), la cual teóricamente ofrece un enfoque físico más robusto que considera a la teoría sismológica como base y que es versátil al permitir la selección del cualquier método de simulación. Se sugiere que es posible la selección de otras técnicas de simulación ya que cada metodología cuenta con distintas consideraciones, esto dependiendo del escenario sísmico que se pretenda estudiar (de otra manera los resultados perderían sentido alguno).

Por otro lado, para el caso específico del ambiente sísmico mexicano, mediante la aplicación más generalizada del concepto de los factores *R<sub>lim</sub>*, ha sido posible delimitar la aplicabilidad del *ADI* dependiendo el sitio, el sistema estructural y los objetivos que sean abordados.

Del análisis de resultados en la última etapa se obtuvieron 4 observaciones importantes las cuales pueden marcarse como reglas más genéricas: a) En condiciones de suelo blando, el *ADI* permitiría estimar de forma precisa las demandas en estructuras que tengan valores de  $T/T_s$  superiores a 0.5; b) En condiciones de suelo firme no sería aceptable considerar utilizar el *ADI* cuando los factores de escala requeridos sean mucho mayores que los límites establecidos por la práctica común (0.1 a 10); c) En condiciones de suelo blando y si se considera la influencia del efecto P-D, la aplicabilidad del *ADI* podría no ser aceptable sin importar el uso de valores estándar o grandes en los factores de escalamiento; y d) En suelo firme, al considerar efectos P-D moderados es posible aplicar los mismos factores *R<sub>lim</sub>* que para los casos de comportamiento elasto-plástico.

Si se buscara una solución teóricamente válida para estimar por medio del *ADI* valores de *PDI* que permitieran estimar tasas de excedencia bajas, la forma más directa, sería la estimación de factores máximos de escala para cada registro, siendo estos dependientes de la fuente sísmica considerada. Sin embargo este trabajo demandaría una cantidad apreciable de tiempo y esfuerzo computacional, ya que implicaría realizar un análisis por fuente, considerar el total de registros existentes para dicha fuente, y que exista la posibilidad de contar con todos los parámetros de carácter sismológico para cada uno de esos registros “semilla”. Adicionalmente el resultado de esta “posible solución” estaría limitado al ambiente sísmico para el cual se realizaría dicho estudio.

Otra solución que podría considerarse más generalizada, es el escalamiento directo en el espacio de la frecuencia de los registros considerados para ejecutar un *ADI*. Sería un procedimiento que aplicaría los conceptos propuestos inicialmente por Oshaki (1979) y posteriormente explorados por Abrahamson y Singh (1986) como función de la respuesta estructural. Esto permitiría obtener un proceso de escalamiento dependiente de  $M_w$ , lo que permitiría restringir el valor máximo de *MI* para el escalamiento de cada registro y que sería físicamente consistente con la teoría sismológica. Sin embargo, para desarrollar este procedimiento es preciso contar con un

modelo que permita la asociación de los cambios del espectro de fase de registros respecto de diversos de parámetros sismológicos, esto con el fin de alterar de forma consistente su duración. No en tanto, a pesar de existir mucho trabajo en el campo de estudio de la fase en los registros sísmicos, no ha sido posible generar un modelo que sea capaz de replicar los cambios de esta característica de los registros de forma genérica.

El *ADI* es una técnica útil para estimar demandas sísmicas en el contexto del Análisis Probabilista de Peligro Sísmico, los resultados presentados en este trabajo y en Quiroz *et al.* (2013), permitirán mejorar la aplicación del *ADI* y facilitarán identificar bajo qué condiciones es necesario considerar un método de análisis más refinado (como en Baker y Cornell, 2005 o McGuire, 1995).

Se plantea continuar este trabajo, buscando formas para mejorar la aplicabilidad del *ADI* y de la misma forma extenderlo a sistemas de múltiples grados de libertad, así como explorar la importancia de la variación de parámetros de fuente como lo es  $\Delta\sigma$  dentro de los métodos estocásticos de simulación y su efecto sobre los cálculos de peligro sísmico y vulnerabilidad.

#### 5.4 Limitaciones

Es importante aclarar que, aunque cualquier discusión que se pueda ofrecer como parte de este trabajo doctoral, depende de las particularidades de los registros utilizados para llevar a cabo los estudios numéricos, es posible ofrecer varias conclusiones que pueden ser consideradas como generales.

Igualmente se establece que los datos requeridos para efectuar las simulaciones pueden cambiar, dependiendo de la clase de incertidumbre a la que estos parámetros pudieran asociarse de acuerdo con lo discutido en el inciso 5.1, esto si se calculan de forma detallada para cada semilla considerada o de manera genérica.

En el mismo enfoque, es necesario aclarar que dentro de las metodologías de simulación, los registros que se utilicen como semillas para la generación de registros sintéticos, siempre mostrarán alguna particularidad que podría amplificarse dependiendo del manejo inicial del registro semilla, como pueden ser filtrados previos, correcciones de línea base o inclusive la modificación que se haga del diferencial de tiempo (diezmado).

Adicionalmente, la cantidad de registros que sean simulados es importante, aún más cuando sean considerados efectos que influyan sobre el intervalo de respuesta no lineal del modelo estructural estudiado (no linealidad geométrica), esto para su futuro uso dentro del análisis sísmico probabilístico. Este aspecto se debe a la necesidad de mantener robustez estadística para el grupo de aquellos registros que sean capaces de provocar una respuesta no lineal importante del sistema

estructural, pero de la misma forma no provoquen un estado de inestabilidad dinámica de manera consistente.

Una limitación que pudiera presentarse dentro de los métodos de simulación que utilizan el modelo de fuente puntual, es el hecho que el escalamiento en el espacio de la frecuencia que se considera en la mayoría de los métodos de simulación (método  $\omega^2$ , Brune, 1973), se desarrolló con un número limitado de registros, y la magnitud de los eventos a los que se asocian se ubican entre valores de 5.0 y 7.8, lo que implicaría que a pesar de ser teóricamente consistente (Ordaz, 2011), no existe un grado de certidumbre en la evolución del contenido energético en el espacio de la frecuencia para valores mayores de  $M_w$ .



## REFERENCIAS

Abrahamson, N.A. y Singh, J.P., (1986) "Importance of phasing of strong ground motion in the estimation of structural response", 3<sup>rd</sup> Engineering Mechanics Specialty Conference on Dynamic Response of Structures Proceedings, American Society of Civil Engineering, Los Angeles.

Abrahamson, N.A., Somerville, P.G. y Cornell, C.A., (1990) "Uncertainty in numerical strong ground motion predictions", Proceedings of 4th US National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California.

Arroyo, D. y Ordaz, M., (2007a) "On the estimation of hysteretic energy demands for SDOF systems", Earthquake Engineering Structural Dynamics, 36, 2365-2382, DOI: 10.1002/eqe.736.

Arroyo, D. y Ordaz, M., (2007b) "Use of Corrected Sinusoidal Pulses to Estimate Inelastic Demands of Elasto-Perfectly Plastic Oscillators Subjected to Narrow-Band Motions", Journal of Earthquake Engineering, 11:303–325, DOI: 10.1080/13632460601033561.

Arroyo, D. y Ordaz, M., (2012) "Comunicación personal".

Atkinson, G.M., and Silva, W.J., (2000) "Stochastic modeling of California ground motions", Bulletin of the Seismological Society of America 90, no. 2, 255–274.

Baker, J. W. and Cornell, C. A., (2005) "A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon", Earthquake Engineering Structural Dynamics, 34, 1193-1217, DOI: 10.1002/eqe.474.

Beresnev, I.A. and Atkinson, G.A. (1997) "Modeling finite-fault radiation from  $\omega^n$  spectrum", Bulletin of the Seismological Society of America, 87, 67-84.

Bojórquez, E. e Iervolino, I., (2011) "Spectral Shape proxies and nonlinear structural response", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, No. 31 (2011), 996-1008, enviado a publicación en 2010.

Bojórquez, E., Iervolino, I., Reyes, A., Rodríguez, H. y Rivera, L., (2012) "Una medida de intensidad sísmica basada en un parámetro para caracterizar la forma espectral denominada  $N_p$ ", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 86, 1-26.

Boore, D. M., (1983) "Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra", Bulletin of the Seismological Society of America, 73, No. 6, 1865–1894.

Boore, D. M., (2003) "Simulation of ground motion using the stochastic method", Pure and Applied Geophysics, 160, 635–676, Birkhäuser Verlag, Basel.

Bozorgnia, Y. y Bertero, V.V., (2003) "Damage spectra: characteristics and applications to seismic risk reduction," Journal of Structural Engineering, 129(10), 1330–1340.

Boatwright, J., (1988) "The seismic radiation from composite models of faulting", Bulletin of the Seismological Society of America, 78, 489-508.

Chan, S.M., (2003) "Influencia del escalamiento de movimientos sísmicos de banda estrecha en la evaluación de la confiabilidad de edificios", Tesis para obtener el grado de maestro en Ingeniería, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, UNAM.

Chan, S.M., Ruiz, S. y Montiel, M.A., (2005) "Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 72, 1-24.

Cosenza E, Manfredi G y Ramasco R., (1993) "The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 22, 868-885.

Cuesta, I. y Aschheim, M. A. (2001) "Isoductile strengths and strength reduction factors of elasto-plastic SDOF systems subjected to simple waveforms," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 30, 1043-1059.

Fajfar, P., (1992) "Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21, 837-848.

Fajfar P., y Vidic T., (1994) "Consistent inelastic design spectra: hysteretic and input energy". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 23, 523-537.

Fragiadakis, M. and Vamvatsikos D., (2010) "Fast performance uncertainty estimation via pushover and approximate IDA". Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 39(6):683–703.

Hadley, D. M. y Helmberger, D., (1980) "Simulation of strong ground motions", Bulletin of the Seismological Society of America, 70 (2), 617-630.

Hartzell, S. H., (1978) "Earthquake aftershocks as Green's functions", Geophysics Research Letters, No. 5, 1-4.

Hancock, J. and Bommer, J. (2007) "Using spectral matched records to explore the influence of strong-motion duration on inelastic structural response", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 27, 291–299, DOI: 10.1016/j.soildyn.2006.09.004.

Humprey, J.R. and Anderson J.G., (1994) "Seismic source parameters from the Guerrero Subduction Zone", Bulletin of the Seismological Society of America, 84(6), 1754–1769.

Iervolino, I. and Cornell, C.A. (2005) "Record selection for nonlinear seismic analysis of structures", Earthquake Spectra, 21(3), 685–713.

Irikura, K., (1983) “Semi-empirical estimation of strong ground motions during large earthquakes”, Bulletin of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No. 32, 63-104.

Irikura, K. y Kamae, K., (1994) “Estimation of strong ground motion in broad-frequency band based on a seismic source scaling model and an empirical Green’s function technique”, Annals of Geophysics, No. 37, 1721-1743.

Joyner, W.B., y Boore, D.M. (1986) “On simulation large earthquakes by Green's functions addition of smaller earthquakes”, Earthquake Source Mechanics, (Maurice Ewing series 6), S. Das, J. Boatwright, and C. H. Sholtz (Editors), American Geophysical Monographs, No. 37, 269-274, Washington, D.C.

Kanamori, H., (1977) “The energy release in great earthquakes”, Journal of Geophysical Research, Vol. 82, No. 20, 2981-2987.

Kanamori, H., Jennings, P.C., Singh, S.K. y Astiz, L., (1993) “Estimation of strong ground motions in Mexico City expected for large earthquakes in the Guerrero seismic gap”, Bulletin of the Seismological Society of America, No. 83, 811-829.

Kohrs–Sansornny C., Courboux, F., Bour, M. y Deschamps A., (2005) “A two – stage method for ground simulation using stochastic summation of small earthquakes”, Bulletin of the Seismological Society of America, No. 95, 1387–1400.

Luco, N. y Cornell, C.A. (2007), “Structure-Specific Scalar Intensity Measures for Near-Source and Ordinary Earthquake Ground Motions”, Earthquake Spectra, 23(2), 357-392.

Manfredi G., (2001) “Evaluation of seismic energy demand”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 30, 485–499.

McGuire, R.K. (1995), “Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Design Earthquakes: Closing the Loop”, Bulletin of the Seismological Society of America, No. 85, 1275–1284.

Montiel, M.A. y Ruiz, S.E., (2006) “Seismic design method for Reliability-based rehabilitation of buildings”, Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 22, 189-214.

Ordaz, M., (2011) “Comunicación personal”.

Ordaz, M. and Singh S.K., (1992), “Source spectra and spectral attenuation of seismic waves from Mexican earthquakes, and evidence of amplification in the hill zone of Mexico City”, Bulletin of the Seismological Society of America, 82(1), 24–43.

Ordaz, M. Arboleda, J. and Singh S.K., (1995), “A scheme of random summation for an empirical Green’s function to estimate ground motions from future large earthquakes”, Bulletin of the Seismological Society of America, No. 85(6), 1635-1647.

Ordaz, M., and Reyes, C., (1999) "Earthquake hazard in Mexico City: observations versus computations", *Bulletin of the Seismological Society of America*, No. 89(6), 1379-1383.

Oshaki, Y., (1979) "On the significance of phase content in earthquake ground motion", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 7, No. 4, 34-41.

Pacheco, J.F. y Singh, S.K., (2010) "Seismicity and state of stress in Guerrero segment of the Mexican subduction zone", *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, Vol. 115, issue B1.

Quiroz, A., Arroyo, D., Terán, A. y Ordaz, M., (2013), "Evaluation of the intensity measure approach in performance based earthquake engineering through the use of simulated ground motions", *Bulletin of the American Society of Seismology*, en revision para publicación.

Reinoso, E. Jaimes, M.A. y Esteva, L., (2010), "Seismic vulnerability of an inventory of overturning objects", *Journal of Earthquake Engineering*, Imperial College Press.

Riddell, R. y Garcia, J.E., (2001) "Hysteretic energy spectrum and damage control", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, No. 30, 1791-1816.

Rodriguez, M., (1994) "A measure of the capacity of earthquake ground motions to damage structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, No. 23, 627-643.

Rosenblueth E. y Ordaz, M. (1987) "Use of seismic data from similar regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, 619-634.

Ruiz, S.E., Montiel, M.A. y Arroyo, M., (2010), "Probabilities of Exceeding Different Limit States for buildings subjected to narrow-band ground motions", *Earthquake Spectra*, Vol. 26, No. 3, 825-840, Earthquake Engineering Research Institute.

Shapiro, M.N., Olsen, K.B. y Singh, S.K., (2000), "Wave – effects in subduction zones: evidence from three – dimensional modeling", *Geophysics Research Letters*, Vol. 27, No. 3, 433-436.

Shapiro, M.N., Olsen, K.B. y Singh, S.K., (2002), "On the duration of seismic incident onto the Valley of Mexico for subduction zone earthquakes", *Geophysical Journal International*, Vol. 151, 501-510.

Shome, N., Cornell, C.A., Bazzurro, P. y Carballo, J.E., (1998) "Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses", *Earthquake Spectra*, No. 14(3), 469-500.

Singh, S.K., Pacheco, J., Ordaz, M. y Kostoglodov, V. (2000) "Source Time Function and Duration of Mexican Earthquakes". *Bulletin of the Seismological Society of America*, No. 90(2), 468-482.

Spudich, P. A. y Hartzell, S. H., (1985) "Predicting earthquake ground motion time-histories", *United States Geological Service, Prof. paper No. 1360*, 248-161.

Somerville, P., Sen, M. y Cohee, B., (1991) "Simulations of strong ground motions recorded during the 1985 Michoacan, México and Valparaiso Chile earthquakes", Bulletin of the Seismological Society of America, No.81, 1-27.

Tothong, P. y Cornell, C.A., (2006a) "An empirical ground motion attenuation relation for inelastic spectral displacement", Bulletin of the Seismological Society of America, No. 96, 2146-2164.

Tothong, P. y Cornell, C.A., (2006b) "Probabilistic seismic demand analysis using advanced ground motion intensity measures, attenuation relationships and near-fault effects", Report PEER 2006/11, Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Tothong, P. y Luco, N., (2007) "Probabilistic seismic demand analysis using advanced ground motion intensity measures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No. 36, 1837-1860.

Terán-Gilmore A., Juarez H. y Frausto M. (2000), "On the dynamic response of regular structures exhibiting tilt", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 29, 1343-1374.

Teran-Gilmore A., Arroyo D. y Ruiz A. (2010), "Strength amplification factors for seismic design and evaluation of asymmetrically yielding structures", Earthquakes and Structures, Submitted for publication

Teran-Gilmore A., (1996) "Performance-based earthquake-resistant design of framed buildings using energy concepts" Ph.D. Dissertation, University of California at Berkeley.

Teran-Gilmore, A. y Jirsa, J.O., (2005) "Considerations for the formulation of a seismic design methodology that accounts for the effect of low cycle fatigue", Earthquake Spectra, No. 21(3), 803-832.

Vamvatsikos, D. y Cornell, C.A., (2002) "Incremental Dynamic Analysis", Earthquake Engineering Structural Dynamics, 31(3), 491-514.

Vanmarcke, E.H. (1979), "State-of-the-art for assessing earthquake hazards in the United States: Representation of earthquake ground motion: scaled accelerograms and equivalent response spectra", Miscellaneous Paper S-73-1, Report 14, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, U.S.A.

Wenneberg, L., (1990) "Stochastic summation of empirical Green's functions", Bulletin of the Seismological Society of America, No. 80, 1418-1432.

Zarah T. y Hall, W., (1984) "Earthquake energy absorption in SDOF systems", ASCE Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, No. 110(8), 1757-1772.

Zeng, Y., Anderson, J.G. y Yu, G., (1994) "A composite source model for computing realistic synthetic ground motions", Geophysical Research Letters, No. 21, 725-728.

Zúñiga R. y Guzmán, M., (1994) “Main seismogenic sources in Mexico”, Tech. Rep., Seismic Hazard Project, Instituto Panamericano de Geografía e Historia (IPGH), Mexico 1-Mex 82.

## APÉNDICE A: ARTÍCULO ENTREGADO AL BSSA

# EVALUATION OF THE INTENSITY MEASURE APPROACH IN PERFORMANCE BASED EARTHQUAKE ENGINEERING THROUGH THE USE OF SIMULATED GROUND MOTIONS

Arturo Quiroz-Ramírez, Danny Arroyo, Amador Terán-Gilmore and Mario Ordaz

### ABSTRACT

Within the framework of *performance-based earthquake engineering*, the *intensity measure approach* has become the standard option for the characterization of *engineering demand parameters* for systems undergoing significant inelastic behavior. Within this approach, the rates of exceedance of the *engineering demand parameter* are computed from the hazard curve corresponding to an *intensity measure* (usually the spectral acceleration at the first mode period) by assuming that the *conditional probability density function* of the *engineering demand parameter* given the *intensity measure* is lognormal. In view of the lack of actual strong ground motions records associated to large values of currently used *intensity measures*, the parameters required to establish the *conditional probability density function* are obtained from an *incremental dynamic analysis* that considers the linear scaling of motions generated during seismic events of moderate intensity. However, from a seismological perspective, the linear scaling method is too simple and may lead to unrealistic ground motion records that may affect the accuracy of the *intensity measure approach*. In order to assess the limitations involved in linearly scaling ground motions, the dynamic response of *single-degree-of-freedom* systems subjected to simulated ground motions is analyzed. The simulated ground motions were obtained *via* a stochastic simulation technique that has a solid seismological basis. The results presented herein are useful to assess the

limitations involved in the application of the *intensity measure approach*, and to identify situations in which a more sophisticated analysis is warranted.

## INTRODUCTION

Within the framework of performance-based earthquake engineering (*PBEE*), estimates of the rates of exceedance of an engineering demand parameter (*EDP*) for systems undergoing inelastic behavior are needed and normally computed through the intensity measure approach (*IMA*). The *IMA* computes the rate of exceedance of the *EDP* from a hazard curve corresponding to an intensity measure (*IM*) (usually the spectral acceleration at the first mode period) by assuming that the conditional probability density function (*CPDF*) of the *EDP* given the *IM* is lognormal.

In view of the lack of actual strong ground motions records and thanks to the extensive research carried, among others, by Vamvatsikos and Cornell (2002, 2004 and 2005) and Fragiadakis and Vamvatsikos (2010), the incremental dynamic analysis (*IDA*) has become the state-of-the-art approach to define the parameters of the *CPDF* of the *EDP* given the *IM*. Complementary research has studied the use of the *IMA* within *PBEE*, and other studies have dealt with the issue of ground motion scaling (Iervolino and Cornell, 2005; Baker and Cornell, 2005; Tothong and Cornell, 2006a and 2006b; Luco and Cornell, 2007).

Firstly, Vamvatsikos and Cornell (2002) discussed the fundamental aspects of the *IDA*, and provided a unifying conceptual basis. Later, these researchers presented a detailed example of an *IDA* for a nine-story steel moment-resisting frame subjected to accelerograms recorded at firm soil sites and without directivity effects (Vamvatsikos and Cornell 2004). Based on the study of the dynamic response of single-degree-of-freedom (*SDOF*) and multi-degree-of-freedom (*MDOF*) systems subjected to ground motion records corresponding to *NEHRP C-D* soil classes, Iervolino and Cornell (2005) concluded that there



should not be concern when selecting records to match a specific magnitude-distance scenario. Nevertheless, they acknowledged that the characteristics of the records that they used (with magnitude,  $M_w$ , ranging from 6.4 to 7.4) may have limited this conclusion.

In terms of ground motion scaling, Baker and Cornell (2005) proposed a vector-valued ground motion intensity measure, and demonstrated that a vectorial characterization of the elastic spectral acceleration corresponding to the fundamental period of vibration ( $S_A$ ) merged into a significantly superior intensity measure. The vector-valued intensity measure included the definition of parameter  $\varepsilon$ , which corresponds to the number of standard deviations by which an observed logarithmic spectral acceleration differs from the mean logarithmic spectral acceleration computed from a ground motion prediction equation. Later, Luco and Cornell (2007) demonstrated that the use of  $S_A$  as an *IM* is not effective to predict the inelastic response of long-period buildings; and considered other *IMs* that were able to produce acceptable results in such cases.

Tothong and Cornell (2006b) studied the consequences of linearly scaling ground motions within the context of an *IDA*. They observed some differences between the results obtained from an *IDA* and those derived from an incremental dynamic analysis that used simulated records. The differences were attributed to certain characteristics of the simulated records that were not observed in the actually recorded ground motions. However, it is important to consider that they used a point-source model to simulate ground motion records corresponding to an event with  $M_w$  of 6.8 and an epicentral distance of 18 km; in such a manner that, from a seismological point of view, the ground motion model was not able to take into account the near-source effects present in such scenario (particularly, the saturation with magnitude of the spectral acceleration at high frequencies).

In order to provide further information on the limits involved in the linear scaling method implicit in the use of an *IDA*, this paper presents results obtained from incremental dynamic analyses of *SDOF* systems

with two different types of hysteretic behavior: A) Elastic-Perfectly Plastic (*EPP*); and B) Bi-linear with Negative Post-yielding Stiffness (*BNPS*). The *SDOF* systems were subjected to as recorded and synthetic ground motions corresponding to stiff and very soft soils. The synthetic ground motion records were established through a stochastic simulation method that is consistent with the seismological theory. In order to limit the discussion, two *EDPs* were considered: A) Peak ductility ( $\mu$ ), which can be considered fairly independent of the ground motion duration; and B) Normalized hysteretic plastic energy ( $NE_{H\mu}$ ), which greatly depends on this duration.

## **ACTUAL GROUND MOTION RECORDS**

The studies described herein considered actual ground motions recorded during six inter-plate seismic events that occurred along the Mexican sub-duction zone. While figure 1 locates the epicenters of the events, table 1 summarizes their characteristics.  $M_o$  denotes seismic moment;  $H$ , the focal depth; and  $\Delta\sigma$ , the stress parameter. While  $M_w$ ,  $M_o$ ,  $H$  and the epicenter locations were established according to Pacheco and Singh (2010), the stress parameter values for the first to fourth events were defined according to Humphrey and Anderson (1994), and according to Singh *et al.* (2000) and Ordaz and Singh (1992), for the fifth and sixth events respectively. Note from table 1 that the ground motions under consideration were recorded during small and moderate seismic events.

The sites under consideration are also shown in figure 1. While *TEAC* is located at a firm soil site in the State of Guerrero with conditions that are consistent with those of *NEHRP B* soil class; *SP51* is located at the lake-bed zone of Mexico City, comprised by 10 to 100 m deep deposits of highly compressive and high water content clay underlain by resistant sands (Ordaz and Singh, 1992). Both sites are located roughly at 200 and 300 *km*, respectively, from the seismic sources. The Mexico City motions exhibit narrow-banded frequency content and a very high spectral amplification around the dominant frequency

of motion (which can range from 0.2 to 0.7Hz). Under the consideration that two components were recorded at each site during each seismic event, twelve real accelerograms were available for each site.

### **SIMULATED GROUND MOTION RECORDS**

The scaling of ground motion records has been thoroughly studied within the seismological field, and several scaling methods consistent with the seismological theory have been proposed (Hartzell, 1978; Hadley and Helmberger, 1980; Boore, 1983; Irikura, 1983; Irikura and Kamae, 1994; Joyner and Boore, 1986; Boatwright, 1988; Wenneberg, 1990; Somerville *et al.*, 1991; Kanamori *et al.*, 1993; Zeng *et al.*, 1993; Ordaz *et al.*, 1995; Beresnev and Atkinson, 1997; Kohrs-Sansornny *et al.*, 2005; Motazedian and Atkinson, 2005). Available methods include the use of theoretical and empirical Green's functions, stochastic finite-fault models, stochastic point-source models and the finite differences technique. The simulation methods can be divided into three categories: deterministic, stochastic and hybrid. Although the deterministic methods have a sound physical basis, the level of information required for their application is not available in most practical situations, and their use usually results in motions that do not exhibit the complexity observed for actual ground motion records in the high frequency range. The stochastic methods have performed well in terms of matching the characteristics of actually recorded ground motions (Motazedian and Atkinson, 2005). However, it has been acknowledged that the stochastic approach has limitations at periods larger than about 1 *sec*, particularly for sites whose location is near to the seismic source. The hybrid methods combine the simulation capabilities provided at low frequencies by deterministic methods, and those of the stochastic approach for high frequencies. It should be mentioned that in practical situations, the stochastic approach has performed similarly well than its hybrid counterpart (Hartzell *et al.*, 1999 and Motadezian and Atkinson, 2005).

In view of the information available for the two sites under consideration, it was decided to use the Kohrs-Sansornny *et al.* (2005) two-stage summation simulation technique to establish the synthetic motions used in this paper. This technique is a point-source model that uses a stochastic approach with

low intensity actual records as empirical Green's functions. Within this context, the use of low intensity records is attractive because they inherently include propagation and site effects, and eliminate the need of introducing such effects through theoretical factors.

Some simulation methods require detailed information about the rupture process (for instance, Irikura and Kamae, 1994), in such a manner that their application is complicated in a setting in which that information is not usually available. In contrast, the approach used herein does not need detailed information about the rupture process. Although the method proposed by Kohrs-Sansorny *et al.* (2005) is inspired in methods proposed by Joyner and Boore (1986), Wenneberg (1990) and Ordaz *et al.* (1995); the two-stage summation scheme yields more realistic synthetic ground motions than other well-known summation techniques. Particularly, the Kohrs-Sansorny *et al.* method is able to correct problems observed with the use of other summation schemes: A) the holes observed in the Fourier spectrum corresponding to motions established with the Joyner and Boore method; B) the overestimation in the high frequency range related to Wenneberg simulations; and C) the small variability observed in small frequency parameters related to motions generated with the Ordaz *et al.* technique. In addition, the two-stage method is in agreement with the  $\omega^{-2}$  model in the whole frequency range. It should be mentioned that the latter model has been used by several generations of seismologists to predict earthquake ground motion records (Boore, 2003).

In summary, a simulation method that is in agreement with current state-of-the-art knowledge on source-scaling relations was used. Furthermore, the method produces simulations sufficiently different to be associated with a multitude of rupture processes, and can be used to characterize, from a statistical point of view, any ground motion parameter (Kohrs-Sansorny *et al.*, 2005). Note that the use of a point-source model has a marginal effect on a setting that considers epicentral distances equal to or larger than 200 km. Finally, it should be argued that although the selected simulation technique may have limitations, the high intensity motions established with it are clearly an improvement in terms of their ground motions

characteristics, with respect to those obtained by considerably scaling up moderate intensity motions through a linear approach.

In order to apply the Kohrs-Sansorny *et al.* simulation technique, two parameters are required for the target event:  $M_0$  and  $\Delta\sigma$ . In this paper, ground motions were simulated for different postulated values of  $M_w$ . For this purpose, the motions listed in table 1 were used as empirical Green's functions. For the first, fourth and fifth events, ground motion records were generated for  $M_w$  ranging from 6.5 to 8.2. The magnitudes under consideration for the second, third and sixth events were: A) 7.5 to 8.2; B) 6.0 to 8.2; and C) 7.0 to 8.2; respectively. For each postulated value of  $M_w$ , 250 synthetic ground motions were computed for each available Green's function, yielding a total of 25,000 synthetic records.

For a given Green's function, a constant value for the stress parameter was considered for all values of  $M_w$ . Although lower values of  $\Delta\sigma$  have been usually associated to larger values of  $M_w$ , the value of the stress parameter for future events is actually uncertain (Ordaz and Singh, 1992, Abrahamson *et al.* 1990).

Although the stress parameter may have some influence in the high frequency content of simulated ground motions, the simulations used in this paper were not systematically conservative and, as illustrated in Figure 2, have a good correspondence in terms of their strength spectra, with actual ground motions. The comparison shown in Figure 2 considers for each site the 12.5, 50.0 and 87.5 percentile spectra for all simulated records corresponding to  $M_w$  of 8.1 (dashed lines). In addition, the figure includes the mean strength spectra for the two horizontal components recorded at the sites during the 1985 Michoacan earthquake. Note that the spectra corresponding to the synthetic and actual motions show consistency in spite of the fact that ground motions for the Michoacán region were not used as Green's functions.

## **SDOF SYSTEMS**

The two hysteretic behaviors shown in Figure 3 were considered: A) Elasto-perfectly plastic (*EPP*); and B) Bi-linear with negative post-yielding stiffness (*BNPS*). Although simple, these hysteretic models are able to provide reasonable seismic demand predictions for a broad range of nonlinear structures (Tothong and Cornell, 2006a; Tothong and Luco, 2007). While the *EPP* model was selected in order to analyze the generic response of structures, the *BNPS* model was used to examine the influence of *P-Δ* effects.

The *EPP* model is defined by the period (*T*) of the system and its strength at yield. In turn, the lateral strength is defined through the seismic coefficient *c*, defined as the yield strength normalized by the weight of the system. In the case of the *BNPS* model, the negative post-yielding stiffness is characterized through parameter *θ*, which is equal to the ratio between the negative post-yielding and the initial elastic stiffnesses (*θ* = 0.0 implies an *EPP* model).

## PROCEDURE

Standard multi-record *IDAs* that used a subset of 100 synthetic ground motions corresponding to  $M_w$  of 7.0 were performed to establish median *IDA* curves for the *EDPs* and sites under consideration. The motions required linear scaling factors ranging from 0.1 to 10 to cover the range of magnitudes needed to establish the *IDA* curves. Note that the range of scaling factors is similar to those under consideration in earlier studies. Then, a series of dynamic analyses were carried out by using all the 25,000 synthetic ground motions. Although the results obtained from an incremental analysis that considers all the synthetic motions (which have been scaled up according to the seismological theory as an alternative to linear scaling) can be plotted in a standard *IDA* curve format, this type of analysis cannot be considered an *IDA* and thus, will be referred herein as seismological-based dynamic analysis (*SBDA*). The median curve derived from the *SBDA* was computed and compared with that obtained through a corresponding *IDA* in order to assess the limitations implied in the use of the linear scaling method. The comparison of the curves derived from both types of dynamic analyses is presented in terms of *EDP* and *R*, respectively,

in the abscissa and ordinate axes. Within this context  $R$  denotes the strength reduction factor, which is defined as the ratio between  $S_A$  and the yield strength of the system per unit mass. The accuracy of an  $IDA$  can be quantified through assessing the differences in both median curves. To provide a broader basis for comparison, the standard deviations corresponding to the median  $SBDA$  and  $IDA$  curves were estimated in logarithmic units.

## RESULTS

Figures 4 to 7 compare median  $SBDA$  and  $IDA$  curves for  $SDOF$  systems having different periods and  $EPP$  behavior. While the continuous lines correspond to the  $SBDA$ s, the median  $IDA$  curves are plotted in dashed lines.

The differences observed in the  $IDA$  and  $SBDA$  median curves tend to be influenced by the value of period. For the  $SP51$  site, Figure 4 shows that the  $IDA$  curves, on average, yield smaller median  $\mu$  demands for a given value of  $R$  and  $T < 1$  sec. For  $T$  ranging from 1.0 to 1.5 sec, the  $IDA$  and  $SBDA$  yield similar median  $\mu$  demands. Finally, for  $T$  equal or larger than 2 sec (which corresponds to the value of the corner period or dominant period of motion), the  $IDA$  curves yield on average larger median  $\mu$  demands (particularly as  $R$  increases). Figure 5 show similar trends for  $NEH_\mu$  as those discussed with the help of Figure 4 for  $\mu$ . Table 2 summarizes the standard deviations in log units for the  $SBDA$  and  $IDA$  curves shown in figures 4 and 5.

For the  $TEAC$  site, Figures 6 and 7 show that the  $IDA$  curves tend to exhibit larger  $\mu$  and  $NEH_\mu$  demands, particularly as the value of  $R$  increases. Note that the differences between both sets of curves are also dependent on the value of period. For values of  $T$  equal to 0.2, 0.5, 1.5, 2.0, 2.5 and 4.0 sec, significant differences are observed as  $R$  increases. In the case of  $T$  equal to 0.8 and 1 sec, the differences tend to be

smaller. Table 3 summarizes the standard deviations in log units for the *SBDA* and *IDA* curves shown in Figures 6 and 7.

The quantitative difference between the median *SBDA* and *IDA* curves is a measure of the accuracy implicit in the use of the linear scaling method within the context of an *IDA* to characterize the *EDP* demand. The bias of an *IDA* curve ( $b_{IDA}$ ) with respect to its corresponding *SBDA* curve (defined for a given value of  $R$  as the difference in logarithmic units between the median *EDP* demands corresponding to the *SBDA* and *IDA* curves) was computed from the results presented in figures 4 to 7. Based on  $b_{IDA}$ , a limit can be defined in terms of  $R$  for the applicability of an *IDA*. Particularly, as the value of  $R$  approaches unity, both the *SBDA* and *IDA* curves are close to each other in such a manner that a small value is observed for  $b_{IDA}$ . As  $R$  increases, the absolute value of  $b_{IDA}$  tends to increase in such a manner that it is possible to define an upper limit for the value of  $R$  (denoted  $R_{lim}$ ) for which an *IDA* yields a reasonable characterization of the *EDP* demand. This could be achieved in terms of defining, in turn; a limiting value for  $|b_{IDA}|$ . Figure 8 summarizes, as a function of period, the values of  $R_{lim}$  corresponding to limiting values of  $|b_{IDA}|$  equal to 0.1 and 0.2. For the *SP51* site, the abscissae consider the ratio between the structural period and the predominant period of motion ( $T/T_s$ ).

Under the consideration that: A) practical seismic design considers  $R$  values up to 6; and B)  $|b_{IDA}|$  larger than 0.2 may be considered unacceptable in terms of quantifying a particular *EDP*; it may be concluded that the consequences of linearly scaling ground motions within the context of an *IDA* may be relevant when: A)  $T/T_s$  is smaller than 0.5 in the case of very soft soils (*SP51* site); and B)  $T$  is smaller than 0.8 sec for firm soil (*TEAC* site). Within these ranges of periods, an *IDA* that considers the use of motions recorded during events with moderate intensities may significantly underestimate the *EDP* in the case of very soft soils, and yield overly conservative estimations for the *EDP* for firm soils.



For practical application, the results summarized in figure 8 for  $|b_{IDA}|$  equal to 0.2 can be used to assess the applicability of an *IDA*. Furthermore, the largest linear scale factor ( $SF_{max}$ ) that can be used within the context of an *IDA* is:

$$SF_{max} = \frac{F_y / m}{S_{A0}} R_{lim} \quad (1)$$

where  $F_y/m$  should be larger than the elastic spectral acceleration corresponding to the original record and the fundamental period of vibration ( $S_{A0}$ ).

Figures 9 and 10 summarize curves corresponding to *BNPS* behavior characterized by  $\theta$  equal to -0.01 (in qualitative terms, this can be considered to represent moderate *P-Δ* effects). Although other values of  $\theta$  were considered, the main findings are similar to those discussed herein for -0.01 (further details can be found in Quiroz, 2013).

Although in some cases the shapes of the *IDA* and *SBDA* curves for *BNPS* behavior are slightly different than those derived from their *EPP* counterparts, the differences in the *SBDA* and *IDA* curves follow similar trends than those observed for *EPP* systems. Indeed, the differences between the *SBDA* and *IDA* curves are slightly smaller in the case of *BNPS* behavior, particularly as the value of  $T$  increases. Therefore, the conclusions offered before in terms of the limitations of an *IDA* and the values of  $R_{lim}$ , can be considered valid for *BNPS* behavior.

## **PERFORMANCE-BASED EARTHQUAKE ENGINEERING COMPUTATIONS**

In order to assess the consequences of using an *IDA* within the framework of *PBEE*, a comparison of  $\mu$  hazard curves obtained from *IDA* and *SBDA* curves are presented. With this purpose, empirical  $S_A$  hazard curves were constructed by considering 4 seismic sources: Petatlán, Guerrero Central, San Marcos and Ometepec (events 1, 4, 2 and 5, respectively, summarized in table 1 and figure 1). For simplicity sake and taking into consideration that the closest distance to the fault area in the case of the *SP51* and *TEAC*

sites is larger than 100 km, the seismic sources were modeled as single-point sources. To take into account the characteristic earthquake behavior observed in the Mexican subduction zone (Singh *et al.*, 1983), it was considered that all seismic sources are able to generate events with  $M_w > 7$ , and to follow a Gaussian distribution in terms of magnitude. Seismicity parameters were established from the Mexican Earthquake Catalog (Zuñiga and Guzman, 1994) through the use of the Bayesian approach described in Rosenblueth and Ordaz (1987). The parameters used for each seismic source can be found in Ordaz and Reyes (1999). Through the Kohrs-Sansorny *et al.* technique and actual motions corresponding to the four different sources, a new set of 60,000 synthetic ground motions was generated under the consideration of a Gaussian distribution, a mean value of 7.5 and a standard deviation of 0.27 in terms of magnitude. The number of synthetic ground motions was determined by inspection of the  $S_A$  hazard curves.

The hazard curves related to the *IDA* and *SBDA* were computed according to:

$$\nu(EDP) = \int_0^{\infty} P(EDP > edp | S_A) \left| \frac{d\nu(S_A)}{dS_A} \right| dS_A \quad (2)$$

where  $\nu(S_A)$  is the hazard curve formulated in terms of  $S_A$ , and  $P(EDP > edp | S_A)$  is the probability that the *EDP* exceeds the value of *edp* conditioned on  $S_A$  and the properties of the *SDOF* system. In order to compute  $P(EDP > edp | S_A)$ , it is assumed that the conditional probability density function of *EDP* given  $S_A$  follows a lognormal probability density function whose parameters are obtained from the *IDA* or *SBDA* curves.

Based on the results presented in the previous sections, two *EPP* systems having  $T$  of 0.5 and 2 sec were selected for the *PBEE* examples. While the former value was selected because the impact of linearly scaling the ground motion records is of consequence; for the latter value, such impact should be considerably smaller.

Figure 11 shows the empirical  $S_A$  hazard curves, which were constructed by counting the number of times that certain  $S_A$  value was exceeded for the period under consideration within the set of 60,000 synthetic records. For the *PBEE* computations, the value of  $c$  was set equal to 0.25 for both systems in the case of the *SP51* site. In the case of *TEAC*,  $c$  was set equal to 0.07 and 0.015, respectively, for  $T$  equal to 0.5 and 2 sec. The values of  $c$  were established in such a manner as to limit the  $\mu$  demands within a range considered reasonable for practical applications.

Figure 12 shows  $\mu$  hazard curves constructed from: A) the *IDA* and *SBDA* curves shown in figures 4 and 6; B) the standard deviations summarized in tables 2 and 3; and C) equation 2. The results that are shown are consistent with the differences discussed before for the *SBDA* and *IDA* curves. For the system with  $T$  equal to 0.5 sec and the *SP51* site, the *IDA* yields, for a given rate of exceedance, smaller  $\mu$  demands than the *SBDA*, particularly as the rate of exceedance decreases (*i.e.*, when larger  $R$  factors are considered). The hazard curves corresponding to  $T$  of 2 sec exhibit smaller differences that are mainly a consequence of the different standard deviations involved in the *IDA* and *SBDA* curves. In the case of the *TEAC* site, the *IDA* yields larger values of  $\mu$  for  $T$  equal to 0.5 sec, particularly as the rate of exceedance decrease. However, the differences are smaller than those observed for the *SP51* site. In the case of  $T$  equal to 2 sec, the observed differences are mainly a consequence of the different standard deviations associated to the *IDA* and *SBDA* curves.

## CONCLUSIONS

In order to assess the consequences of linearly scaling ground motions within the context of an *IDA*, the dynamic response of *SDOF* systems subjected to simulated ground motion records has been analyzed. In the case of motions recorded in very soft soils during seismic events with moderate intensity, an *IDA* may underestimate the *EDP* for a given rate of exceedance when the ratio between the structural period and

the predominant period of motion ( $T/T_s$ ) is smaller than 0.5. In the case of firm soil conditions, the accuracy of an *IDA* decreases for systems having  $T$  smaller than 0.8 *sec*. However, in the latter case an *IDA* is expected to yield, for a given rate of exceedance, conservative estimations of the *EDP*. The reason why the effect of linearly scaling ground motion records within the setting of an *IDA* is important in the short period range can be attributed to the fact that systems having a small period of vibration are highly sensitive to small changes of their structural properties (such as their strength) and the characteristics of the ground motion.

## **DATA AND RESOURCES**

For the computations presented in the article, twelve actual ground motion records and two sets of simulated records were used. All data are available on request.

## **ACKNOWLEDGEMENTS**

The doctoral studies of the first author were supported by the *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología* and the *Coordinación de Sismología e Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM*. Special thanks are due to Leonardo Ramirez-Guzman for his comments and the fruitful discussions. The comments provided by two anonymous reviewers were very helpful to greatly improve the original version of the manuscript.

## **REFERENCES**

Baker, J. W. and Cornell, C. A., (2005), “A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon”, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 34, 1193-1217, DOI: 10.1002/eqe.474.

Beresnev, I.A. and Atkinson, G.A. (1997). "Modeling finite-fault radiation from  $\omega^n$  spectrum", Bull. Seism. Soc. Am. 87, 67-84

Boore, D. M. (1983). Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra, Bull. Seismol. Soc. Am. 73, no. 6, 1865–1894.

Boore, D. M. (2003). Simulation of ground motion using the stochastic method, Pure appl. Geophys. 160, 635–676.

Boatwright, J. (1988). The seismic radiation from composite models of faulting, Bull. Seism. Soc. Am. 78, 489-508.

Fragiadakis, M. and Vamvatsikos D. (2010) "Fast performance uncertainty estimation via pushover and approximate IDA". Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 39(6):683–703.

Hadley, D. M. and Helmberger, D., (1980), "Simulation of strong ground motions", Bulletin of the Seismological Society of America, 70(2), 617–630.

Hartzell, S. H. (1978). Earthquake aftershocks as Green's functions, Geophys. Res. Lett. 5, 1-4.

Hartzell, S. H., Harmsen, S., Frankel A. and Larsen S., (1999), "Calculation of broadband time histories of ground motion: Comparison of methods and validation using strong-ground motion from the 1994 Northridge earthquake", Bulletin of the Seismological Society of America, 89 (6), 1484–1504.

Humphrey, J.R. and Anderson J.G., (1994), "Seismic source parameters from the Guerrero Subduction Zone", Bulletin of the Seismological Society of America, 84(6), 1754–1769.

Iervolino, I. and Cornell, C.A. (2005), "Record selection for nonlinear seismic analysis of structures", Earthquake Spectra, 21(3), 685–713.

Irikura, K. (1983). Semi-empirical estimation of strong ground motions during large earthquakes, Bull. Disaster. Prevention. Res. Inst. (Kyoto University) 32, 63-104.

Irikura, K. and Kamae, K. (1994). Estimation of strong ground motion in broad-frequency band based on a seismic source scaling model and an empirical Green's function technique, Ann. Geofis. 37, 1721-1743.

Joyner, W. B. and D. M. Boore (1986). On simulation large earthquakes by Green's functions addition of smaller earthquakes, in *Earthquake Source Mechanics*, (Maurice Ewing series 6), S. Das, J. Boatwright, and C. H. Sholtz (Editors), American Geophysical Monograph 37, Washington, D.C., 269-274.

Kanamori, H., P. C. Jennings, S. K. Singh, and L. Astiz (1993). Estimation of strong ground motions in Mexico City expected for large earthquakes in the Guerrero seismic gap, *Bull Seism. Soc. Am.* 83, 811-829.

Kohrs-Sansorny C., Courboulex, F., Bour, M. and Deschamps A., (2005), "A two – stage method for ground simulation using stochastic summation of small earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(4), 1387–1400.

Luco, N. and Cornell, C.A. (2007), "Structure-Specific Scalar Intensity Measures for Near-Source and Ordinary Earthquake Ground Motions", *Earthquake Spectra*, 23(2), 357-392.

Motazedian, D. and Atkinson M.G., (2005), "Stochastic Finite-Fault Modeling Based on a Dynamic Corner Frequency", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(3), 995–1010.

Ordaz, M. and Singh S.K., (1992), "Source spectra and spectral attenuation of seismic waves from Mexican earthquakes, and evidence of amplification in the hill zone of Mexico City", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 82(1), 24–43.

Ordaz, M. Arboleda, J. and Singh S.K., (1995), "A scheme of random summation for an empirical Green's function to estimate ground motions from future large earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85(6), 1635–1647.

Ordaz M, and Reyes C (1999) Earthquake hazard in Mexico City: observations versus computations. *Bull Seism Soc Am* 89(6):1379–1383.

Pacheco, J.F. and Singh S.K., (2010), "Seismicity and state of stress in Guerrero segment of the Mexican subduction zone", In press.

Quiroz, A., (2013), "Un enfoque sismológico del Análisis Dinámico Incremental: Repercusiones sobre el peligro sísmico", PhD thesis, Postgraduate studies program, UNAM, México.

Rosenblueth E, Ordaz M (1987) Use of seismic data from similar regions. *Earthq Eng. Struct. Dyn.* 15:619–634.

Singh, S.K., Pacheco, J., Ordaz, M. and Kostoglodov, V. (2000) “Source Time Function and Duration of Mexican Earthquakes”. *Bull Seism Soc Am* 90(2):468–482.

Somerville, P, Sen, M. and Cohee, B. (1991) “Simulations of strong ground motions recorded during the 1985 Michoacan, México and Valparaiso Chile earthquakes”. *Bull Seism Soc Am* 81: 1–27.

Tothong, P. and Luco, N. (2007) “Probabilistic seismic demand analysis using advanced ground motion intensity measures”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 36: 1837-1860.

Tothong, P. and Cornell, C.A (2006a) “An empirical ground motion attenuation relation for inelastic spectral displacement”. *Bull Seism Soc Am* 96:2146-2164.

Tothong, P. and Cornell, C.A (2006b) “Probabilistic seismic demand analysis using advanced ground motion intensity measures, attenuation relationships and near-fault effects”, Report PEER 2006/11, Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., (2002), “Incremental Dynamic Analysis”, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.

Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., (2004), “Applied Incremental Dynamic Analysis”, *Earthquake Spectra*, 20(2), 523-553.

Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., (2005), “Direct estimation of the seismic demand and capacity of MDOF systems through Incremental Dynamic Analysis of an SDOF Approximation”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 131(4), 589-599.

Wenneberg, L. (1990). Stochastic summation of empirical Green's functions, *Bull. Seism. Soc. Am.* 80, 1418-1432.

Zeng, Y., J. G. Anderson, and G. Yu (1994). A composite source model for computing realistic synthetic ground motions, *Geophys. Res. Lett.* 21, 725-728.

Zuñiga R, Guzman M (1994) Main seismogenic sources in Mexico, Tech. Rep., Seismic Hazard Project, Instituto Panamericano de Geografía e Historia (IPGH), Mexico 1-Mex 82

(A.Q.R) Programa de maestría y doctorado en Ingeniería, Posgrado UNAM, Av. Universidad No.3000 CP 04510, México, DF, México.

(D.A., A.T.G) Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Av. San Pablo No.180 CP 02200, México, DF, México.

(M.O.S) Coordinación de Ingeniería Sismológica, Instituto de Ingeniería UNAM, Av. Universidad No.3000 CP 04510, México, DF, México.



## Tables

**Table 1: Seismic events used in the analysis**

<b>Event</b>	<b>Date</b>	<b><math>M_w</math></b>	<b><math>M_0</math> (dyn-cm)</b>	<b><math>\Delta\sigma</math> (bar)</b>	<b><math>H</math> (km)</b>	<b>Source</b>
<b>1</b>	<b>08/02/1988</b>	<b>5.8</b>	<b>7.37E+24</b>	<b>524</b>	<b>22</b>	<b>Petatlán</b>
<b>2</b>	<b>25/04/1989</b>	<b>6.9</b>	<b>2.39E+26</b>	<b>89</b>	<b>16</b>	<b>San Marcos</b>
<b>3</b>	<b>02/05/1989</b>	<b>5.5</b>	<b>1.91E+24</b>	<b>154</b>	<b>15</b>	<b>San Marcos</b>
<b>4</b>	<b>31/05/1990</b>	<b>5.9</b>	<b>7.49E+24</b>	<b>145</b>	<b>18</b>	<b>Guerrero Central</b>
<b>5</b>	<b>15/05/1993</b>	<b>5.5</b>	<b>1.41E+25</b>	<b>129</b>	<b>16</b>	<b>Ometepec</b>
<b>6</b>	<b>24/10/1993</b>	<b>6.6</b>	<b>1.01E+26</b>	<b>10</b>	<b>26</b>	<b>Ometepec</b>

**Table 2: Standard deviations in log units of the *IDA* and *SBDA* curves in Figures 4 and 5**

$T$ (sec)	$\sigma_{\mu IDA}$	$\sigma_{\mu SBDA}$	$\sigma_{NEH\mu IDA}$	$\sigma_{NEH\mu SBDA}$
0.2	0.43	0.4	0.89	0.84
0.5	0.4	0.42	0.9	0.93
0.75	0.58	0.45	1.02	0.92
1	0.36	0.36	0.79	0.82
1.5	0.32	0.33	0.42	0.46
2	0.41	0.31	0.37	0.51
2.5	0.38	0.28	0.35	0.51
3	0.31	0.29	0.46	0.73
4	0.31	0.26	0.58	0.8
5	0.27	0.27	0.59	0.85

**Table 3: Standard deviations in log units of the *IDA* and *SBDA* curves in Figures 6 and 7**

$T$ (sec)	$\sigma_{\mu IDA}$	$\sigma_{\mu SBDA}$	$\sigma_{NEH\mu IDA}$	$\sigma_{NEH\mu SBDA}$
0.2	0.33	0.21	0.55	0.53
0.5	0.42	0.31	0.64	0.57
0.8	0.35	0.25	0.43	0.51
1	0.39	0.29	0.42	0.57
1.5	0.41	0.26	0.54	0.56
2	0.37	0.27	0.49	0.52
2.5	0.34	0.29	0.46	0.52
4	0.35	0.3	0.52	0.55

## Figure Captions

**Figure 1** Events and sites considered in the analyses

**Figure 2** Comparison of  $S_A$  for simulated records and actual ground motions for an event with  $M_w=8$ .

**Figure 3** Hysteretic models considered.

**Figure 4** Comparison of median SBDA (continuous line) and IDA (dashed line)  $\mu$  curves for EPP systems at SP51 station.

**Figure 5** Comparison of median SBDA (continuous line) and IDA (dashed line)  $N_{E_{H\mu}}$  curves for EPP systems at SP51 station

**Figure 6** Comparison of median SBDA (continuous line) and IDA (dashed line)  $\mu$  curves for EPP systems at TEAC station

**Figure 7** Comparison of median SBDA (continuous line) and IDA (dashed line)  $N_{E_{H\mu}}$  curves for EPP systems at TEAC station

**Figure 8** Comparison of  $R_{lim}$  for a bias in absolute value of 0.1 (continuous line) and 0.2 (dashed line).

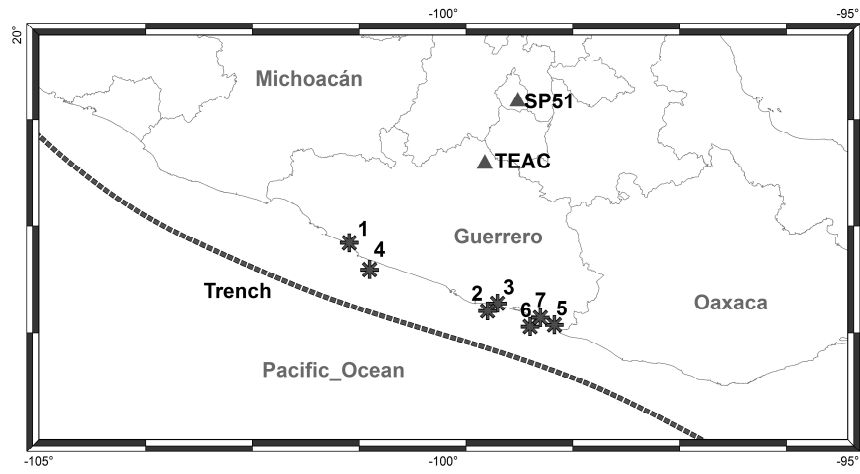
**Figure 9** Comparison of median SBDA (continuous line) and IDA (dashed line)  $\mu$  curves for BNPS systems with  $\theta=-0.01$  at SP51 station

**Figure 10** Comparison of median SBDA (continuous line) and IDA (dashed line)  $\mu$  curves for BNPS systems with  $\theta=-0.01$  at TEAC station

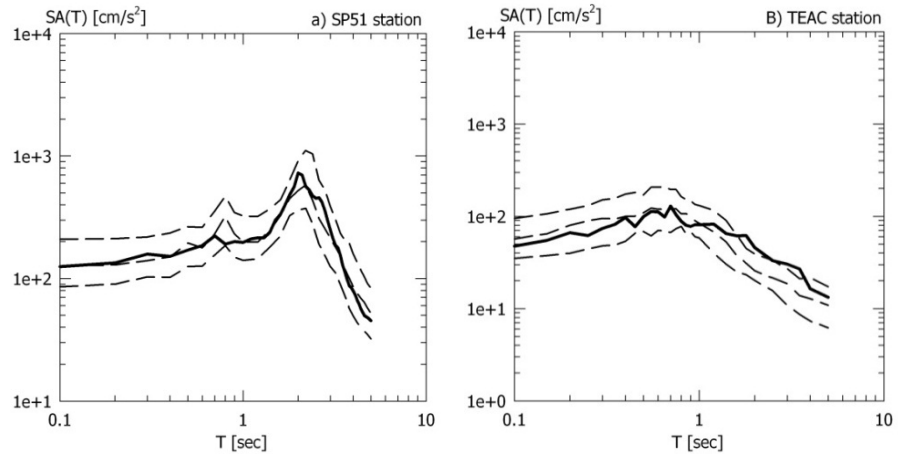
**Figure 11** SA hazard curves at SP51 station and TEAC station

**Figure 12** Comparison of  $\mu$  hazard curves

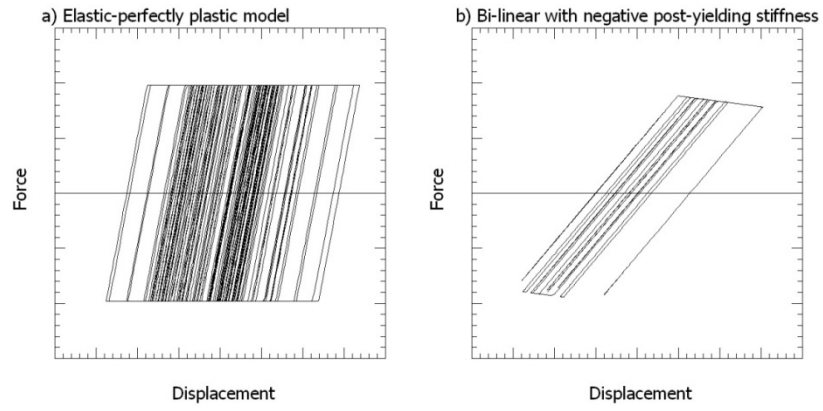
## Figures



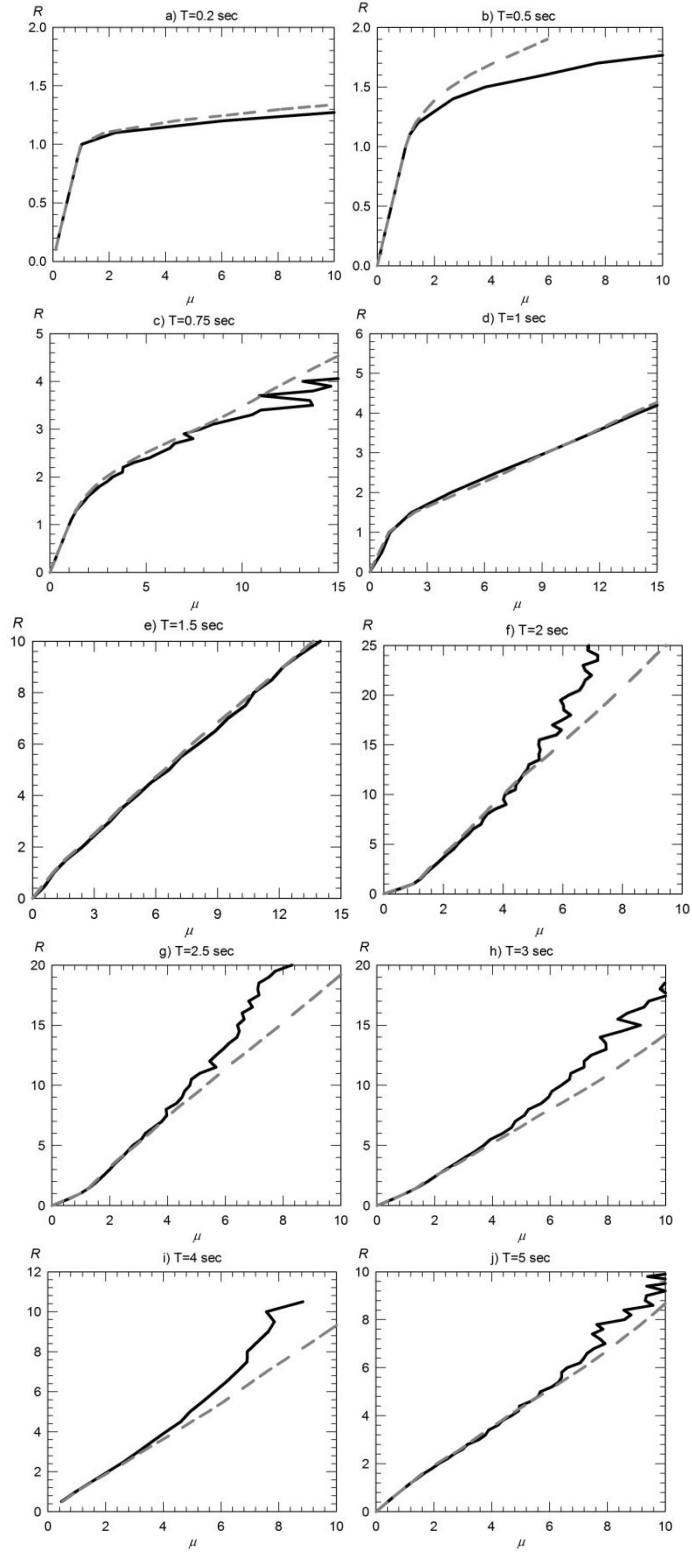
**Figure 1** Events and sites considered in the analyses



**Figure 2** Comparison of  $S_A$  for simulated records and actual ground motions for an event with  $M_w=8$ .

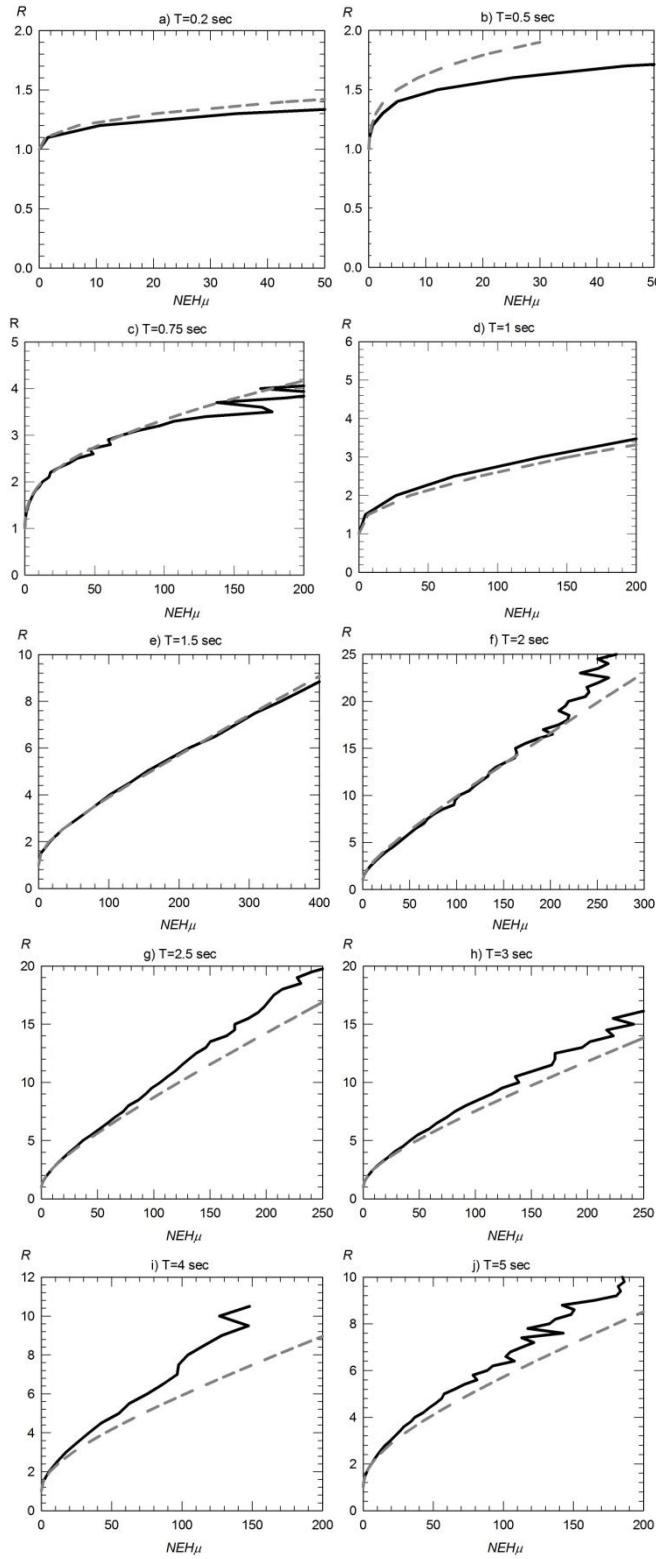


**Figure 3** Hysteretic models considered.

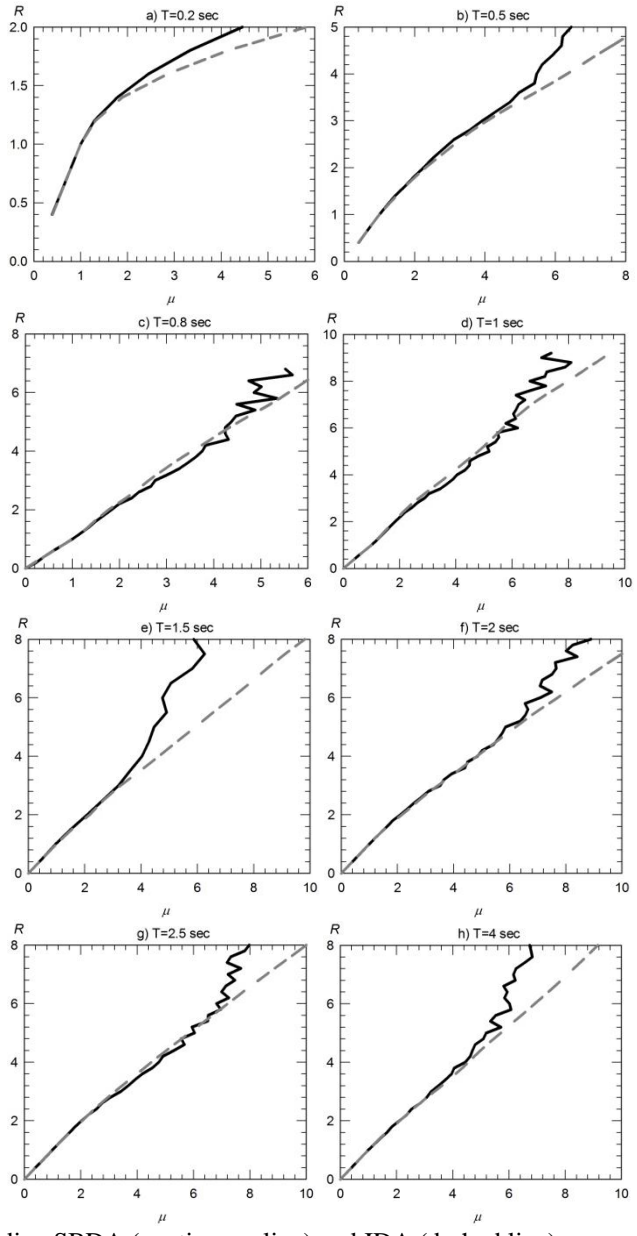


**Figure 4** Comparison of median SBDA (continuous line) and IDA (dashed line)  $\mu$  curves for EPP systems at SP51 station.

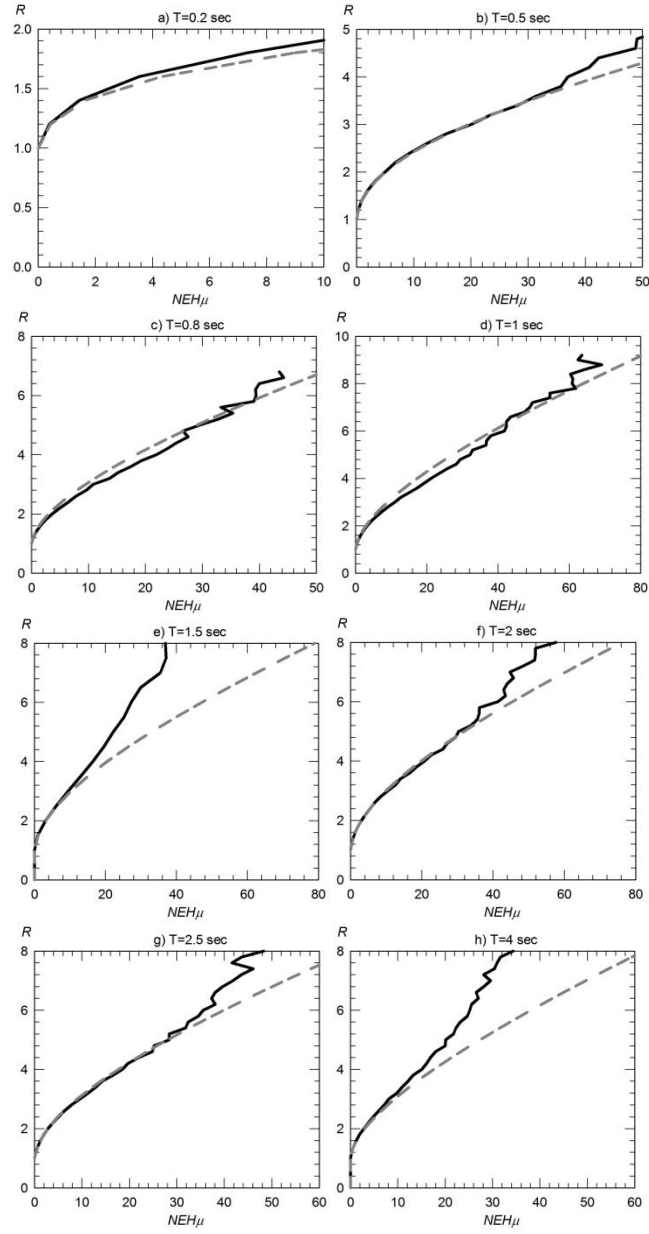




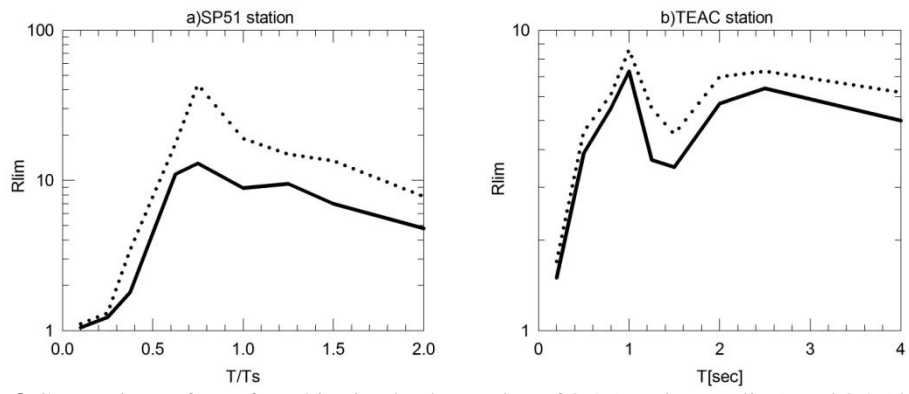
**Figure 5** Comparison of median SBDA (continuous line) and IDA (dashed line)  $NEH_{\mu}$  curves for EPP systems at SP51 station



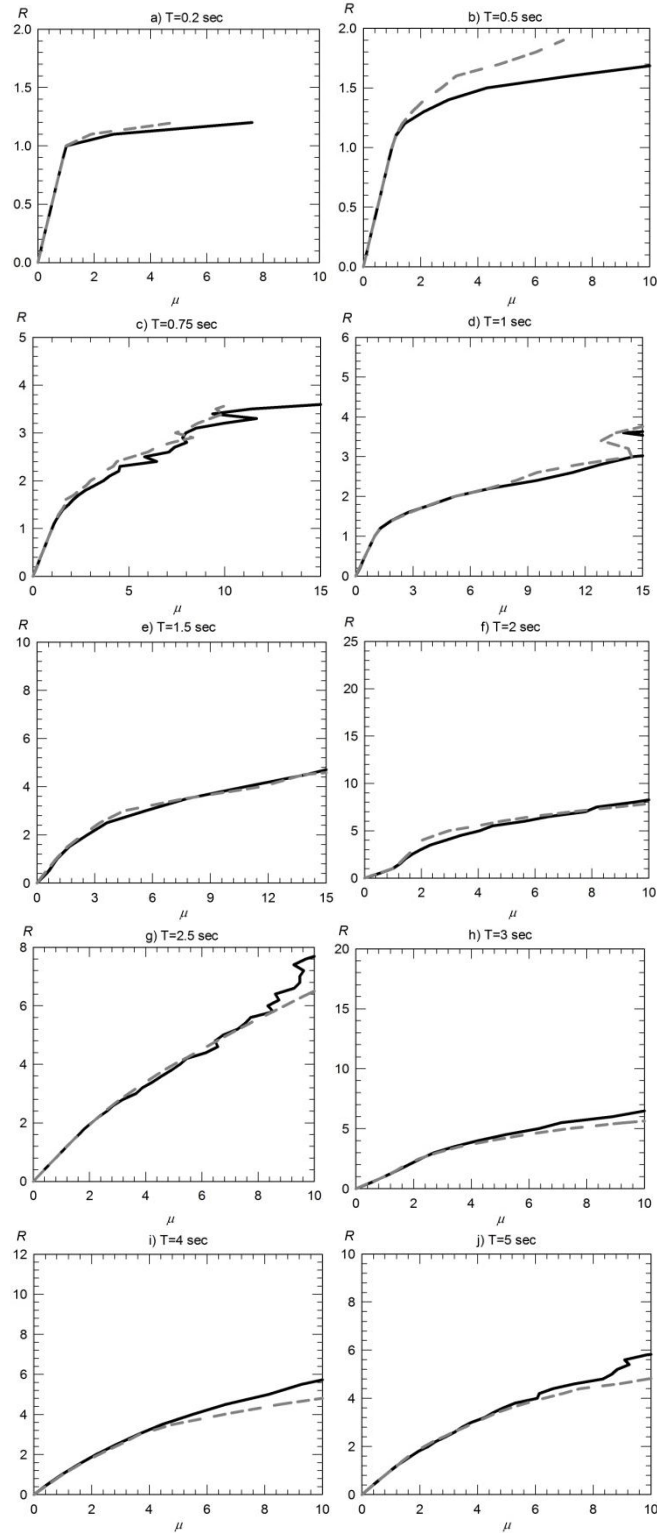
**Figure 6** Comparison of median SBDA (continuous line) and IDA (dashed line)  $\mu$  curves for EPP systems at TEAC station



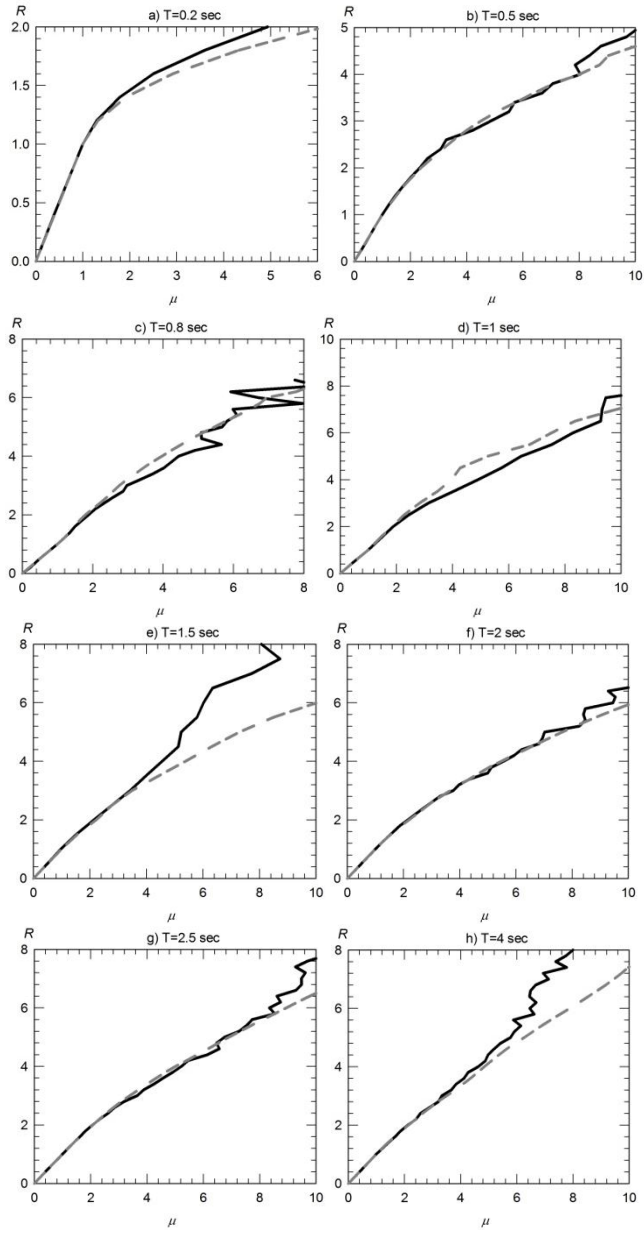
**Figure 7** Comparison of median SBDA (continuous line) and IDA (dashed line)  $N_{EH\mu}$  curves for EPP systems at TEAC station



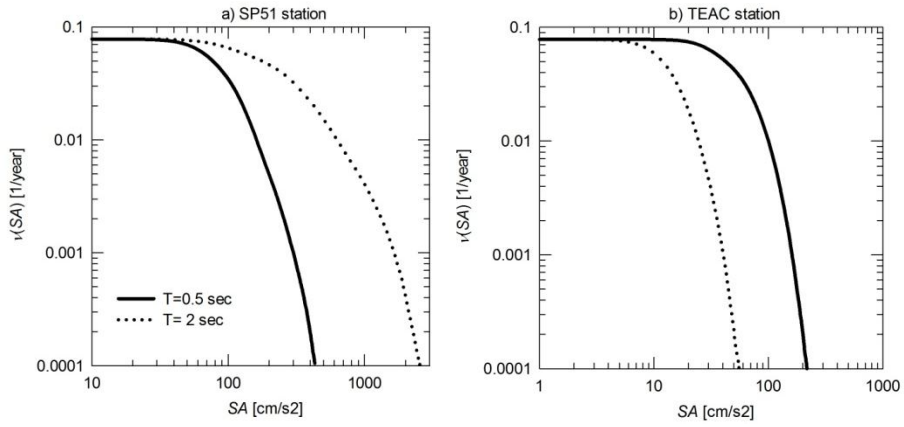
**Figure 8** Comparison of  $R_{lim}$  for a bias in absolute value of 0.1 (continuous line) and 0.2 (dashed line).



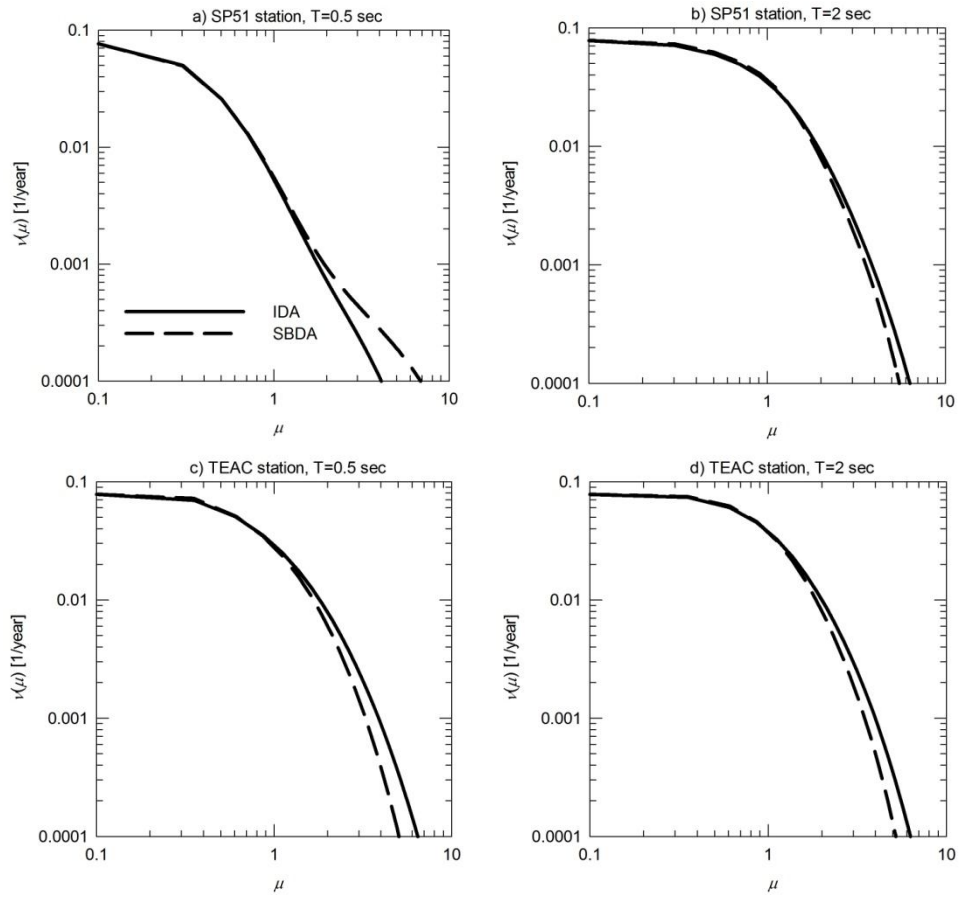
**Figure 9** Comparison of median SBDA (continuous line) and IDA (dashed line)  $\mu$  curves for BNPS systems with  $\theta = -0.01$  at SP51 station



**Figure 10** Comparison of median SBDA (continuous line) and IDA (dashed line)  $\mu$  curves for BNPS systems with  $\theta=-0.01$  at TEAC station



**Figure 11** SA hazard curves at SP51 station and TEAC station



**Figure 12** Comparison of  $\mu$  hazard curves