

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**FACTORES DE SITIO EN LOS CODIGOS**  
**DE DISEÑO SISMORRESISTENTE**

**TESIS**

Para Optar el Título Profesional de:  
**INGENIERO CIVIL**

**Luis Alberto Romero Coronado**

LIMA – PERU

2005

## INDICE

<b>CAPITULO 1. INTRODUCCION .....</b>	<b>5</b>
<b>1.1 GENERALIDADES .....</b>	<b>5</b>
<b>1.2 IMPORTANCIA DE LOS EFECTOS DE SITIO EN EL DISEÑO POR     PERFORMANCE. ....</b>	<b>5</b>
<b>1.3 ORGANIZACIÓN Y ESQUEMA.....</b>	<b>7</b>
<b>CAPITULO 2. EFECTOS DE SITIO.....</b>	<b>9</b>
<b>2.1 INTRODUCCION .....</b>	<b>9</b>
<b>2.2 ASPECTOS TEÓRICOS DE LA AMPLIFICACIÓN DE ONDAS     SÍSMICAS.....</b>	<b>11</b>
<b>2.3 EVIDENCIA DIRECTA DE LOS EFECTOS DE SITIO.....</b>	<b>18</b>
2.3.1 Sismos en México 1985, 1999.....	18
2.3.2 Sismo de Loma Prieta 1989.....	22
2.3.3 Sismo de Northridge 1994 .....	24
2.3.4 Sismo de Kobe 1995 .....	25
2.3.5 Sismo de Turquía 1999 .....	26
<b>2.4 EVIDENCIA DIRECTA DE LOS EFECTOS DE SITIO EN EL PERU....</b>	<b>27</b>
<b>CAPITULO 3. RESPUESTA DINÁMICA NO-LINEAL DEL SUELO.....</b>	<b>35</b>
<b>3.1 INTRODUCCION .....</b>	<b>35</b>
<b>3.2 CONCEPTOS BÁSICOS DEL COMPORTAMIENTO NO-LINEAL DEL     SUELO.....</b>	<b>37</b>
3.2.1 Comportamiento esfuerzo deformación en el caso no-lineal.....	37
3.2.2 Amplificación de Ondas Sísmicas en el caso no-lineal. ....	40
<b>3.3 EVIDENCIA DE EFECTOS NO-LINEALES DEL SUELO DERIVADOS     DE SIMULACIONES DE RESPUESTA DINÁMICA.....</b>	<b>41</b>
<b>3.4 EVIDENCIA DIRECTA DEL EFECTO DE SITIO NO-LINEAL .....</b>	<b>44</b>
3.4.1 Evidencia de Respuesta Dinámica No-Lineal del Suelo obtenida en el sismo de Northridge.....	44
3.4.2 Evidencia de Respuesta Dinámica No-Lineal del Suelo obtenida en el sismo de Kobe.....	45
3.4.3 Sismos de Taiwán y de Turquía 1999.....	46
<b>3.5 CONCLUSIONES .....</b>	<b>47</b>
<b>CAPITULO 4. ESTUDIO DE LOS COEFICIENTES DE SITIO.....</b>	<b>51</b>
<b>4.1 INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>51</b>

<b>4.2 FORMAS DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA Y CONDICIONES DE SITIO.....</b>	<b>52</b>
<b>4.3 METODOLOGÍAS PARA EVALUAR LOS EFECTOS DE SITIO EN LA ACTUALIDAD.....</b>	<b>56</b>
4.3.1 Metodología Propuesta por Borchardt .....	57
4.3.2 Metodología Propuesta por Seed y colaboradores. ....	58
<b>4.4 AMPLIFICACIÓN DE LA ACELERACIÓN HORIZONTAL PICO .....</b>	<b>60</b>
4.4.1 Amplificación de la aceleración máxima en suelos blandos .....	60
4.4.2 Amplificación de la aceleración máxima en suelos intermedios o rígidos.....	65
4.4.3 Resultados de estudios recientes .....	68
4.4.4 Dispersiones en las relaciones $PGA_{roca}$ vs. $PGA_{suelo}$ .....	69
<b>4.5 DISPOSICIONES DE CÓDIGOS ACTUALES PARA EFECTOS DE SITIO.....</b>	<b>71</b>
4.5.1 Recomendaciones para el Diseño Sísmico de Edificios Nuevos de la NEHRP (2000,2004).....	71
4.5.2 Desarrollo de Coeficientes de Sito Actuales .....	75
<b>4.6 RESULTADOS DE ESTUDIOS RECIENTES .....</b>	<b>79</b>
<b>4.7 CONCLUSIONES .....</b>	<b>80</b>
<b>CAPITULO 5. ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO DE ALGUNOS PERFILES RECOPIADOS EN EL PERU.....</b>	<b>82</b>
<b>5.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN .....</b>	<b>82</b>
<b>5.2 RESULTADOS DE ANALISIS .....</b>	<b>83</b>
5.2.1 Análisis de perfil de suelo de Chimbote .....	83
5.2.2 Análisis de perfil de suelo de La Punta y Callao .....	84
5.2.3 Análisis de perfiles de suelo de Chorrillos.....	84
5.2.4 Análisis de perfiles de suelo de La Molina .....	86
<b>5.3 CONCLUSIONES .....</b>	<b>87</b>
<b>CAPITULO 6. CONCLUSIONES .....</b>	<b>119</b>
<b>6.1 Del estado actual del conocimiento.....</b>	<b>119</b>
<b>6.2 Recomendaciones a la Norma E-030 2003. ....</b>	<b>121</b>

## INDICE

<b>CAPITULO 1. INTRODUCCION .....</b>	<b>5</b>
<b>1.1 GENERALIDADES .....</b>	<b>5</b>
<b>1.2 IMPORTANCIA DE LOS EFECTOS DE SITIO EN EL DISEÑO POR         PERFORMANCE. ....</b>	<b>5</b>
<b>1.3 ORGANIZACIÓN Y ESQUEMA.....</b>	<b>7</b>
<b>CAPITULO 2. EFECTOS DE SITIO.....</b>	<b>9</b>
<b>2.1 INTRODUCCION .....</b>	<b>9</b>
<b>2.2 ASPECTOS TEÓRICOS DE LA AMPLIFICACIÓN DE ONDAS         SÍSMICAS.....</b>	<b>11</b>
<b>2.3 EVIDENCIA DIRECTA DE LOS EFECTOS DE SITIO.....</b>	<b>18</b>
2.3.1 Sismos en México 1985, 1999.....	18
2.3.2 Sismo de Loma Prieta 1989.....	22
2.3.3 Sismo de Northridge 1994 .....	24
2.3.4 Sismo de Kobe 1995 .....	25
2.3.5 Sismo de Turquía 1999 .....	26
<b>2.4 EVIDENCIA DIRECTA DE LOS EFECTOS DE SITIO EN EL PERU....</b>	<b>27</b>
<b>CAPITULO 3. RESPUESTA DINÁMICA NO-LINEAL DEL SUELO.....</b>	<b>35</b>
<b>3.1 INTRODUCCION .....</b>	<b>35</b>
<b>3.2 CONCEPTOS BÁSICOS DEL COMPORTAMIENTO NO-LINEAL DEL         SUELO.....</b>	<b>37</b>
3.2.1 Comportamiento esfuerzo deformación en el caso no-lineal.....	37
3.2.2 Amplificación de Ondas Sísmicas en el caso no-lineal. ....	40
<b>3.3 EVIDENCIA DE EFECTOS NO-LINEALES DEL SUELO DERIVADOS         DE SIMULACIONES DE RESPUESTA DINÁMICA.....</b>	<b>41</b>
<b>3.4 EVIDENCIA DIRECTA DEL EFECTO DE SITIO NO-LINEAL .....</b>	<b>44</b>
3.4.1 Evidencia de Respuesta Dinámica No-Lineal del Suelo obtenida en el sismo de Northridge.....	44
3.4.2 Evidencia de Respuesta Dinámica No-Lineal del Suelo obtenida en el sismo de Kobe.....	45
3.4.3 Sismos de Taiwán y de Turquía 1999.....	46
<b>3.5 CONCLUSIONES.....</b>	<b>47</b>
<b>CAPITULO 4. ESTUDIO DE LOS COEFICIENTES DE SITIO.....</b>	<b>51</b>
<b>4.1 INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>51</b>

<b>4.2 FORMAS DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA Y CONDICIONES DE SITIO.....</b>	<b>52</b>
<b>4.3 METODOLOGÍAS PARA EVALUAR LOS EFECTOS DE SITIO EN LA ACTUALIDAD.....</b>	<b>56</b>
4.3.1 Metodología Propuesta por Borchardt .....	57
4.3.2 Metodología Propuesta por Seed y colaboradores.....	58
<b>4.4 AMPLIFICACIÓN DE LA ACELERACIÓN HORIZONTAL PICO .....</b>	<b>60</b>
4.4.1 Amplificación de la aceleración máxima en suelos blandos.....	60
4.4.2 Amplificación de la aceleración máxima en suelos intermedios o rígidos.....	65
4.4.3 Resultados de estudios recientes.....	68
4.4.4 Dispersiones en las relaciones $PGA_{roca}$ vs. $PGA_{suelo}$ .....	69
<b>4.5 DISPOSICIONES DE CÓDIGOS ACTUALES PARA EFECTOS DE SITIO.....</b>	<b>71</b>
4.5.1 Recomendaciones para el Diseño Sísmico de Edificios Nuevos de la NEHRP (2000,2004).....	71
4.5.2 Desarrollo de Coeficientes de Sito Actuales .....	75
<b>4.6 RESULTADOS DE ESTUDIOS RECIENTES .....</b>	<b>79</b>
<b>4.7 CONCLUSIONES.....</b>	<b>80</b>
<b>CAPITULO 5. ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO DE ALGUNOS PERFILES RECOPIRADOS EN EL PERU.....</b>	<b>82</b>
<b>5.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN .....</b>	<b>82</b>
<b>5.2 RESULTADOS DE ANÁLISIS.....</b>	<b>83</b>
5.2.1 Análisis de perfil de suelo de Chimbote.....	83
5.2.2 Análisis de perfil de suelo de La Punta y Callao .....	84
5.2.3 Análisis de perfiles de suelo de Chorrillos.....	84
5.2.4 Análisis de perfiles de suelo de La Molina .....	86
<b>5.3 CONCLUSIONES.....</b>	<b>87</b>
<b>CAPITULO 6. CONCLUSIONES .....</b>	<b>119</b>
<b>6.1 Del estado actual del conocimiento.....</b>	<b>119</b>
<b>6.2 Recomendaciones a la Norma E-030 2003.....</b>	<b>121</b>

## RESUMEN

El presente proyecto tiene como objetivo la revisión del estado actual del conocimiento de los efectos de las condiciones locales de sitio sobre los movimientos sísmicos en la superficie, revisándose aspectos como la amplificación sísmica, evidencia reciente de la influencia del comportamiento esfuerzo-deformación no-lineal sobre los efectos de sitio y por último, cuantificación de los efectos de sitio en estudios recientes y códigos de diseño sísmico actuales como UBC 97 e IBC 2000, 2003. Se compararán resultados de modelamiento de algunos perfiles de suelos obtenidos en estudios previos en el Perú, con los obtenidos de estudios realizados en otros países para los diferentes tipos de perfiles de suelo.

Finalmente, basados en lo anterior, se sugieren algunos aspectos a ser tomados en cuenta en una futura revisión de los factores de sitio indicados en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente.

## **CAPITULO 1. INTRODUCCION**

### **1.1 GENERALIDADES**

Los estudios del grado de daños y su distribución geográfica en sismos ocurridos en diferentes partes del mundo en áreas relativamente cercanas, han dejado establecido que las condiciones locales de sitio pueden causar diferencias sustanciales en la intensidad del sismo. Esto ha sido observado en los sismos ocurridos en el Perú como en 1966, 1970, 1974 y más recientemente en el sismo de Junio del 2001; y en sismos recientes de otras partes del mundo como Ciudad de México 1985, Loma Prieta 1989, Kobe 1995, y Chi-Chi (Taiwán) y Turquía en 1999; en estos últimos, a diferencia de los sismos ocurridos en el Perú, se ha logrado además obtener datos de registros de aceleraciones en zonas cercanas con diferentes condiciones de sitio, permitiendo observar, por ejemplo, el diferente grado de aceleración y consecuentemente la mayor o menor fuerza sísmica de acuerdo a las condiciones encontradas.

Lo anterior ha servido de guía para la actualización de los factores de sitio indicados en los códigos de diseño sísmico de países como Estados Unidos, Japón o México; por ejemplo, el código IBC 2003; y han servido de referencia a fin de tomar en cuenta los efectos de sitio en los códigos de países como el Perú en los que no se cuenta con redes de acelerógrafos suficientes que permitan un estudio propio a fin de obtener factores de sitio; evidenciando la importancia de implementar redes de acelerógrafos en países sísmicos como el Perú.

### **1.2 IMPORTANCIA DE LOS EFECTOS DE SITIO EN EL DISEÑO POR PERFORMANCE.**

El Diseño Sísmico Basado en la "Performance" está basado en considerar explícitamente los requerimientos de la estructura cuando ésta sea sometida a futuros eventos sísmicos. Por ejemplo, el FEMA 273 requiere que la seguridad

de las vidas sea asegurada para los ocupantes de una estructura sujeta a un sismo con una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años. También deberá ser demostrado que será adecuada para ser ocupada de inmediato después de experimentar un sismo con una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años. Además, éste no deberá colapsar después de experimentar un evento sísmico con una probabilidad del 2% de ser excedido en 50 años. Estos corresponden a sismos con periodos de retorno de 475 años, 72 años y 2475 años, respectivamente. El requerimiento de seguridad de vida es el mismo que rige en los actuales códigos de diseño, tales como IBC (2000, 2003) o E-030 (2003), pero los otros criterios son adicionales a los generalmente considerados por los diseñadores en el presente.

Los factores de sitio dados en IBC (2000, 2003) muestran que conforme el nivel de aceleración sísmica aumenta, se acentúa el comportamiento no lineal del suelo y los efectos de amplificación se reducen especialmente para estructuras de bajo periodo fundamental. Por lo tanto, para estructuras de periodo corto sobre sitios de suelos blandos y en áreas de alta sismicidad, la adopción del criterio de diseño sísmico basado en la performance hará que el diseño pueda ser controlado por los requerimientos de ocupación inmediata, ya que esto dará lugar a tener cortantes basales similares a los actualmente asociados con los requerimientos de seguridad de vida.

J. W. Pappin *et al.* (2000) estudiaron la importancia de las características de sitio en el diseño basado en la performance. Ellos concluyeron que en el diseño basado en la performance, el requerimiento de no colapso, correspondiente a un movimiento sísmico que tiene una probabilidad de ser excedido en 2% para un tiempo de exposición de 50 años, será el que domine el diseño en regiones de baja a moderada sismicidad; siendo esta conclusión válida independientemente del tipo de suelo en el sitio. Sin embargo, en regiones de alta sismicidad, el requerimiento de ocupación inmediata, correspondiente a un movimiento sísmico con una probabilidad del 50% de ser excedido en 50 años, dominará el proceso de diseño para estructuras de periodo bajo localizado en sitios de suelo blando (sitios de arcilla blanda, o suelos que experimenten un alto grado de no linealidad).



### 1.3 ORGANIZACIÓN Y ESQUEMA.

El Capítulo II define y resume los principios básicos del fenómeno de amplificación sísmica, algunos parámetros importantes que influyen en las características de la amplificación sísmica. También se presenta algunos ejemplos de evidencia directa de este fenómeno en sismos recientes.

El Capítulo III define y resume los principios básicos de la respuesta dinámica no lineal del suelo: comportamiento esfuerzo-deformación del suelo, parámetros que influyen en el grado de no linealidad, su influencia sobre la amplificación sísmica, y características de su manifestación. Influencia del índice de plasticidad sobre la respuesta no-lineal del suelo. Así mismo, se presenta ejemplos de comportamiento no-lineal del suelo obtenidos de análisis de respuesta de suelo, así como también aquellos observados directamente de registros y espectros obtenidos en sismos recientes.

El Capítulo IV presenta una revisión del desarrollo histórico de cómo han sido tomados en cuenta los efectos de sitio en los códigos sísmicos. Resume los factores de sitio propuestos en códigos recientes como UBC 1997 o IBC 2003, así como el proceso seguido en la obtención de los mismos. Presenta las metodologías propuestas en la actualidad por diversos autores, a efectos de estimar los efectos de sitio. Resume resultados de estudios recientes, los cuales combinan resultados de análisis con los registrados en sismos recientes (Northridge, Kobe, Taiwán), a partir de los cuales diversos autores proponen factores de sitio más actualizados que los presentados en los códigos. Finalmente, a partir de lo anterior, se dan algunos comentarios sobre aspectos que se proponen y deberían ser tomados en cuenta en nuestro código de diseño sísmico.

El Capítulo V presenta los resultados de análisis de respuesta sísmica de algunos perfiles recopilados de estudios anteriores. Se han realizado análisis lineales equivalentes y no lineales explícitos; usando los programas SHAKE y

EERA, y NERA, respectivamente. Se hacen algunas comparaciones entre los resultados obtenidos y los propuestos en códigos actuales y por diversos autores en otras partes del mundo a partir de resultados de análisis y de evidencia directa de sismos recientes. Finalmente, a partir de lo anterior, se dan algunos comentarios sobre aspectos que se proponen deberían ser tomados en cuenta en nuestro código de diseño sísmico.

El Capítulo VI discute las principales conclusiones obtenidas de la revisión de estudios recientes y las comparaciones hechas en el presente estudio; los principales aspectos a ser tomados en cuenta en una futura revisión de la norma y aspectos a ser tomados en cuenta en futuros estudios.

## CAPITULO 2. EFECTOS DE SITIO

### 2.1 INTRODUCCION

El término *efectos de sitio* está generalmente referido a la propagación de las ondas sísmicas en la inmediata vecindad del sitio o emplazamiento, en contraposición a los efectos de propagación, los cuales se refieren a la trayectoria completa desde la fuente hasta el lugar donde se observa el movimiento telúrico. El límite entre un efecto de sitio y un efecto de propagación no es siempre claro, pero para propósitos prácticos es útil discutirlos individualmente. Los efectos de sitio pueden incluir modificación de las ondas sísmicas por el estrato superficial sedimentario, el efecto de valles aluviales o cuenca, efecto de la topografía local y efectos del nivel freático.

El efecto de sitio es básicamente el resultado de tres factores: el tipo de ondas incidentes, la topografía de la zona y la condición local del sitio; este último comprende la geología del entorno inmediato y las características del suelo. Diversos eventos sísmicos ocurridos en el mundo han evidenciado la importancia preponderante de los efectos de sitio sobre la distribución de daños causados por un terremoto. Es obvio que gran parte de los daños producidos en las construcciones se debieron al colapso parcial o total del suelo, incluyéndose en muchos de ellos casos donde se presentaron una total o parcial licuación de suelos no cohesivos, así como una diversidad de tipos de falla en el terreno. En nuestro estudio nos ocuparemos de los *efectos de la condición local de sitio sobre los movimientos sísmicos en la superficie*, y por lo tanto, en la vibración de las construcciones, para el caso de ondas que llegan a la superficie a través de estratos de suelo que puedan ser considerados horizontalmente estratificados – situación cubierta por los códigos de diseño a través de los llamados factores de sitio o similares-, ignorándose el caso donde se presenten irregularidades topográficas y en condiciones de no colapso del terreno.

*Las condiciones locales de suelo* se manifiestan en forma de modificaciones locales en las amplitudes y en el contenido de frecuencias de los movimientos superficiales; lo cual induce en muchos casos a importantes amplificaciones o aumento de la excitación sísmica con relación a la amplitud de onda que se produciría en la interfase suelo-roca o en un afloramiento rocoso; así como también el efecto contrario de la deamplificación del movimiento. Otras manifestaciones también importantes de las condiciones locales de suelo son el incremento en la duración de la señal y finalmente la variación de la distribución local de daños, la cual puede variar grandemente dentro de pequeñas áreas. Esto puede conllevar a mayores daños en sitios alejados de la fuente del sismo y en algunos casos esto puede deberse a variaciones en la calidad de la construcción, pero en muchos otros casos las características locales de sitio tienen una mayor influencia sobre la intensidad de la excitación sísmica del terreno; siendo esta la razón principal por la que frecuentemente observamos una edificación muy dañada en un lugar mientras que un edificio de similar construcción muy cercano no presenta daño significativo.

En general, la variación local de la intensidad de un movimiento sísmico o *amplificación sísmica* observada en la aceleración es la que ha recibido mayor atención; esta amplificación del movimiento ha sido observada como amplificación de la aceleración pico de un movimiento o como la amplificación en cada frecuencia componente del movimiento sísmico en la superficie. Un clásico ejemplo de amplificación observada lo constituye el terremoto de Ciudad de México 1985, donde se observaron importantes amplificaciones tanto de la aceleración pico como en la frecuencia predominante, causado principalmente por el estrato superficial de arcilla muy blanda o de velocidad de onda de corte muy baja existente en la zona. En conclusión, siempre se consideraba que los efectos de sitio causan amplificación en la aceleración; en contraposición, se ha reconocido también que a consecuencia de los efectos de sitio, la aceleración en la superficie pasa de experimentar amplificación a la deamplificación, causada por el desarrollo más pronunciado de características no lineales en el estrato superficial del suelo con el aumento de la intensidad de movimiento sísmico en el basamento rocoso. Este tema ha recibido una especial atención y reconocimiento en la pasada década, lo que ha llevado a reconocer que

observaciones hechas a partir de movimientos sísmicos leves no necesariamente se cumplirían en movimientos sísmicos muy intensos. En este capítulo nos ocuparemos de manera exclusiva del aspecto correspondiente a la amplificación, discutiendo algunos aspectos relevantes de la teoría de amplificación sísmica, factores que contribuyen a la amplificación y evidencia de campo de terremotos recientes, dejando el tema de los efectos de la no linealidad del suelo para el siguiente capítulo.

## 2.2 ASPECTOS TEÓRICOS DE LA AMPLIFICACIÓN DE ONDAS SÍSMICAS.

Existen importantes razones teóricas por las cuales los movimientos en la superficie serían influenciados por las condiciones locales de sitio. En la mayor parte de sitios, la densidad y/o velocidad de onda de corte de los materiales cercanos a la superficie son menores que las de aquellos materiales ubicados a mayor profundidad; esto, en la mayoría de casos, es consecuencia de la formación geológica de los estratos de suelos a través del tiempo. Si los efectos de dispersión y amortiguamiento del material son ignorados (material elástico lineal), la conservación de energía de una onda elástica requiere que el flujo de energía (flujo de energía =  $\rho \cdot v_s \cdot (\dot{u})^2$ ) desde zonas profundas a la superficie del terreno sea constante. En consecuencia, ya que  $\rho$  y  $v_s$  decrecen con la aproximación de las ondas a la superficie, la velocidad de la partícula deberá incrementar o amplificarse; en consecuencia, en sitios de menor velocidad de onda de corte puede presentarse un mayor grado de amplificación, provocando daños muy grandes (Kramer, 1996).

En general, la mayor parte de los métodos de análisis de respuesta de suelo unidimensional –aquellos que consideran el suelo como un material lineal y aquellos que consideran su comportamiento no lineal- están basados en la suposición que los estratos que conforman el depósito de suelo y la base rocosa se extienden horizontalmente en forma indefinida y que la respuesta de un depósito de suelo es predominantemente causada por la propagación vertical de las ondas SH desde el basamento rocoso subyacente. Esta última suposición

aparece como consecuencia que las ondas de cuerpo desde que parten de la fuente en todas direcciones, son reflejadas y refractadas al llegar a los bordes entre los diferentes materiales geológicos que conforman la superficie de la tierra, los cuales presentan en la mayoría de situaciones una disminución de su rigidez con la proximidad a la superficie, así como disposición horizontal, lo cual tiende a hacer cada vez más vertical la dirección de propagación de ondas hacia la superficie. Esto puede ser fácilmente deducido a partir de la ley de Snell. Los procedimientos de análisis basados en esta suposición han demostrado predecir respuestas de suelo concordantes con las respuestas medidas en diversos lugares del mundo, los cuales en su mayoría presentan configuraciones similares a las supuestas. Estos tipos de análisis de respuesta unidimensional han sido empleados extensamente para la calibración de modelos de suelos orientados a predecir la respuesta de sitio en lugares donde no se cuenta con información directa, así como también para extrapolar resultados de investigaciones empíricas. En conjunto, lo anterior ha servido de base para los factores de sitio recomendados en estudios recientes y especificados en códigos actuales (como el IBC 2003).

Los análisis de respuesta de suelo unidimensional lineal raramente pueden ser aplicados a problemas reales, pero ellos nos pueden dar las bases para ilustrar de manera muy simple algunos de los efectos más importantes de los depósitos de suelos sobre las características de los movimientos sísmicos. En el caso lineal, las modificaciones de las ondas sísmicas, al pasar por los estratos superficiales, pueden ser evaluadas a través de la función de transferencia. Dicha función de transferencia nos representa en el caso más general como cada frecuencia componente del movimiento en el basamento rocoso es amplificada o deamplificada por el suelo, es decir, es igual a la división de la amplitud de movimiento en la superficie libre y entre aquella del movimiento en la base rocosa (o un afloramiento de roca cercano) para cada frecuencia componente. La respuesta de sitio es compleja y los parámetros importantes que afectan la respuesta de sitio son numerosos: perfil de velocidades de onda de corte, profundidad a la base rocosa, contraste de impedancias entre la base roca y los estratos de suelo, características del movimiento sísmico de entrada en la base de roca (contenido de frecuencias), dependencia de la rigidez y

amortiguamiento del suelo del nivel de deformación. Esta dependencia es considerada en el análisis no lineal mientras que el análisis lineal considera estos parámetros constantes.

Para una onda armónica de frecuencia  $f$ , la razón de amplificación  $a_A/a_B$  (aceleración en la superficie de suelo  $a_A$  entre la aceleración en roca  $a_B$ ) es una función de la razón de frecuencias  $f/(V_s/4 \cdot H)$ , de la relación de amortiguamiento del material suelo  $\beta_s$ , y de la razón de impedancias,  $I = \gamma_r \cdot V_r / \gamma_s \cdot V_s$ . En el caso particular de un depósito de suelo homogéneo elástico lineal de un solo estrato, de espesor constante  $H$ , sobre un semi-espacio de roca (Figura 2.1), se define la función de transferencia o amplificación dada por la ecuación compleja 2.1, donde  $k^*$  y  $I^*$  son el número de onda complejo y la razón de impedancia compleja dadas en las ecuaciones 2.4; el módulo de dicha ecuación nos daría el valor numérico de amplificación en cada componente de frecuencia. Dicha ecuación puede a su vez ser particularizada para los casos de suelo sobre roca infinitamente rígida y suelo con amortiguamiento cero sobre roca elástica (ecuaciones 2.2 y 2.3 respectivamente), donde  $k = \omega/V_s$ . Además se tiene un tercer caso en donde se considera la razón del movimiento en la superficie y el que se tendría en un afloramiento de roca cercano. Éste es similar al caso anterior, excepto por el efecto de amortiguamiento en la roca. Es usual considerar ambas situaciones iguales.

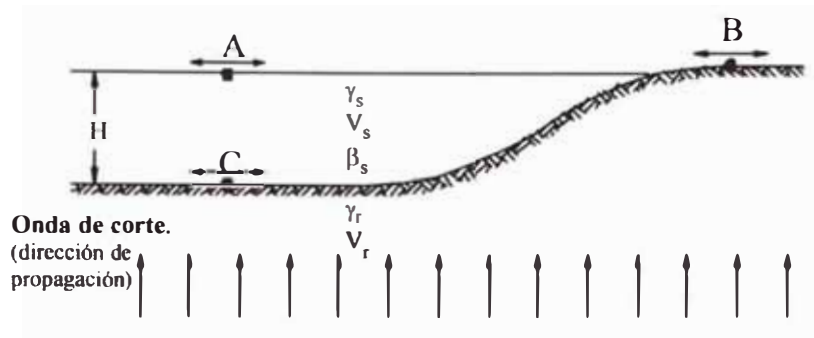
$$F_1(\omega) = \frac{1}{\cos(k_s^* \cdot H) + \left(\frac{i}{I^*}\right) \cdot \sin(k_s^* \cdot H)} \quad (2.1)$$

$$|F_2(\omega)| = \frac{a_A}{a_B}(\omega) \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2(k \cdot H) + (\beta_s \cdot k \cdot H)^2}} \quad (2.2)$$

$$|F_3(\omega)| = \frac{a_A}{a_B}(\omega, \beta_s = 0) \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2(k_s \cdot H) + \left(\frac{1}{I^2}\right) \cdot \sin^2(k_s \cdot H)}} \quad (2.3)$$

$$k_s^* = \omega/V_s^*, \quad V_s^* = V_s \cdot (1 + i \cdot \beta_s), \quad I^* = \frac{\gamma_r \cdot V_r}{\gamma_s \cdot V_s} \quad (2.4)$$





**Figura 2.1** - Depósito de suelo homogéneo sobre base de roca elástica con la incidencia vertical de ondas de corte SII.

Para pequeños amortiguamientos la ecuación 2.2 indica que la amplificación para un estrato de suelo amortiguado también varía con la frecuencia. La amplificación llegará a un valor máximo si  $k \cdot H = \pi/2 + n \cdot \pi$ , y tendrá siempre un valor finito. Las frecuencias que corresponden a la amplificación máxima son las frecuencias naturales del depósito del suelo. La variación de la amplificación del suelo con la frecuencia y el amortiguamiento es mostrada en la Figura 2.2 de acuerdo a la ecuación 2.2. Aquí se puede observar que el efecto del amortiguamiento es más significativo sobre la amplificación en las frecuencias altas. Las frecuencias naturales del depósito de suelo están dadas por la ecuación 2.5, la amplificación pico decrece con el aumento de la frecuencia natural. El mayor factor de amplificación ocurrirá aproximadamente en la frecuencia natural menor, conocida como frecuencia fundamental (Ecuación 2.6). El periodo de vibración correspondiente a la frecuencia fundamental es conocido como periodo característico del sitio (Ecuación 2.7).

$$\omega_n \approx \frac{V_s}{H} \cdot \left( \frac{\pi}{2} + n \cdot \pi \right) \quad (2.5)$$

$$\omega_o = \frac{\pi \cdot V_s}{2 \cdot H} \quad (2.6)$$

$$T_s = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_o} = \frac{4 \cdot H}{V_s} \quad (2.7)$$

En la Figura 2.3 se muestra el factor de amplificación para un estrato uniforme de suelo elástico lineal sobre roca elástica sometido a una excitación sísmica en

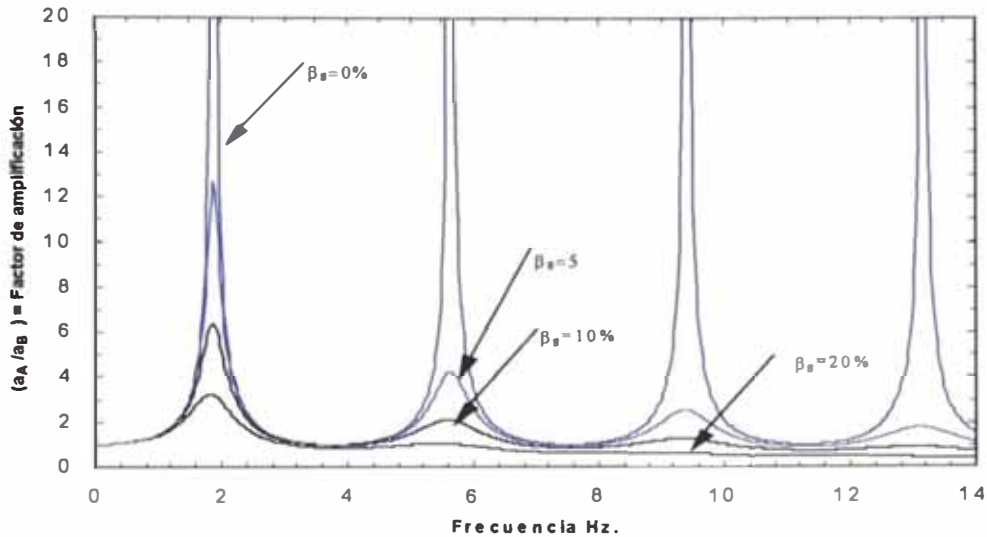


la base de acuerdo al módulo de la Ecuación 2.1. Se observa el efecto del amortiguamiento  $\beta_s$  sobre las amplificaciones; las cuales, al igual que en el caso anterior (Fig. 2.2), son afectadas de forma más significativa en altas frecuencias; también se observa una reducción mucho más significativa en las amplificaciones pico. La amplificación  $(a_A / a_B)_{m\acute{a}x}$  es siempre inversamente proporcional al amortiguamiento  $\beta_s$ ; lo anterior puede deducirse a partir de las ecuaciones 2.8 y 2.9, las cuales son válidas en el caso de un estrato de suelo elástico lineal y nos dan la amplificación máxima para los “ $n$ ” modos y el primer modo del suelo respectivamente. El efecto de la elasticidad de la roca es reflejada por el radio de impedancia  $I$ ; dicho efecto se muestra en la Figura 2.3 observándose una disminución aún más notoria del factor de amplificación en comparación a lo observado en la Figura 2.2, en donde se tenía el caso de base de roca infinitamente rígida ( $I = \infty$ ). En la Figura 2.4 se puede ver más claramente el efecto de la variación de la rigidez de la roca reflejado en la relación de impedancias, para el mismo estrato de suelo del caso anterior, pero sin considerar amortiguamiento. Se puede notar el efecto similar al amortiguamiento en la disminución significativa de los picos, pero esta disminución es uniforme en todos los picos.

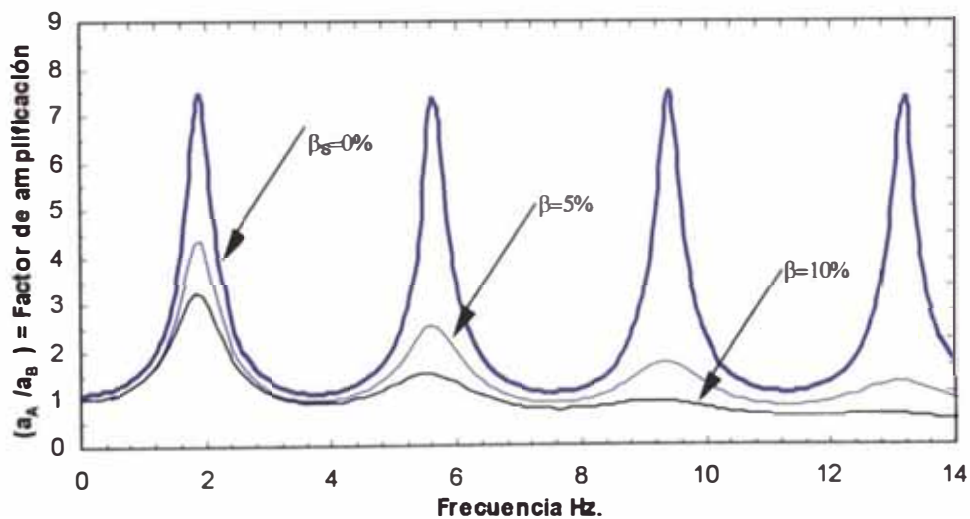
Por otra parte, el efecto de la variación de rigidez del suelo se observa en la Figura 2.5, la cual muestra las funciones de amplificación para dos depósitos de suelo de igual geometría pero diferente rigidez, y suponiéndolos como materiales elásticos lineales sobre basamento rocoso infinitamente rígido. Aquí se puede observar claramente que el depósito más rígido (B) amplificará las frecuencias altas del movimiento en el basamento rocoso más que el depósito blando (A); lo contrario ocurre con las frecuencias bajas del movimiento en la base de roca. En cada una de las funciones de amplificación se observa que las mayores amplificaciones ocurren en frecuencias alrededor de la frecuencia fundamental de los depósitos de suelo.

$$A_{(\omega_n)} = \left( \frac{a_A}{a_B} \right)_{m\acute{a}x} \approx \frac{I}{1 + I \cdot 2 \cdot \beta \cdot (2 \cdot n - 1) \cdot \frac{\pi}{4}} \quad (2.8)$$

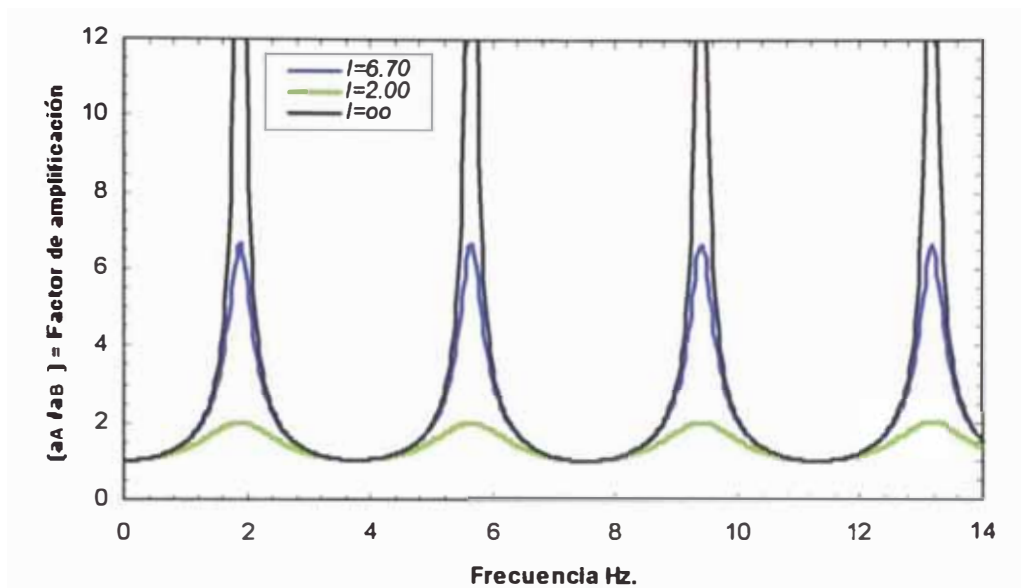
$$A_{(\omega_n)} = \left(\frac{a_A}{a_B}\right)_{\max} \approx \frac{1}{\frac{1}{I} + \frac{\pi}{2} \cdot \beta} \quad (2.9)$$



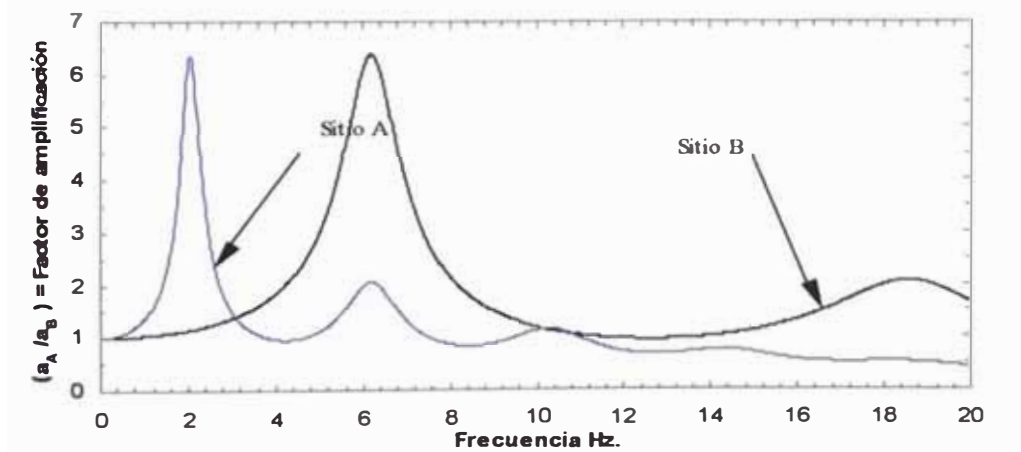
**Figura 2.2** - Influencia de la frecuencia sobre el factor de amplificación de un estrato de suelo elástico lineal con diferentes niveles de amortiguamiento y sobre roca infinitamente rígida ( $H = 30.5$  m,  $V_s = 220$  m/s)



**Figura 2.3** - Factor de amplificación para el mismo depósito de suelo empleado en la Figura 2.2 sobre base de roca elástica. Relación de Impedancias:  $I = \gamma_r V_r / \gamma_s V_s = 6.70$ .



**Figura 2.4** - Factor de amplificación en depósitos de suelo sobre base de roca elástica, similar geometría a la Figura 2.3 ( $H = 30$  m), diferentes relaciones de impedancia y amortiguamiento de suelo cero en todos los casos.



**Figura 2.5** - Factor de amplificación para dos depósitos de suelo de similares características ( $H = 18$  m,  $\gamma_s = 1900$  kg/m<sup>3</sup>,  $\beta = 0.10$ ), pero diferentes velocidades de onda de corte: sitio A ( $V_s = 150$  ft/s), sitio B ( $V_s = 490$  m/s) y sobre roca infinitamente rígida.

## 2.3 EVIDENCIA DIRECTA DE LOS EFECTOS DE SITIO

### 2.3.1 Sismos en México 1985, 1999.

La ciudad de México es usualmente dividida en tres zonas con diferentes condiciones de sitio (Fig. 2.6): Zona Firme (1), Zona Intermedia (2) y Zona del Lago (3). En la Zona Firme se encuentran depósitos compactos poco profundos de suelo principalmente granular. La Zona del Lago se encuentran depósitos de suelos muy profundos y blandos, generalmente consistente de dos estratos de arcilla blanda (altamente plástica) separados por un estrato arenoso compacto con un espesor de 0 a 6 m llamado la capa dura. Entre las Zonas Firme y el Lago se encuentra la Zona de Transición donde los depósitos de suelos blandos son en general delgados (Kramer, 1996).

Los sismos de 1957, 1979, 1985 y 1999 muestran una clara influencia de las condiciones de sitio sobre el movimiento sísmico observado en la superficie. Según Rosenblueth (1980) en el sismo de 1957 el 96.5% de los daños se produjeron en la Zona 3, de suelo compresible; el 4% en la Zona 2, de transición; y solo el 0.4% en la Zona 1 de suelo firme, clara muestra estadística de la influencia de los efectos de sitio (Kuroiwa, 2002). Los efectos de microzona observados en ciudad de México han sido causados por sismos que se originaron a más de 350 km del epicentro. La zona del suelo blando y el sector de suelo firme están separados por menos de 10 Km.

El sismo de México de 1985 fue registrado tanto en la Ciudad de México – aproximadamente a 400 km del epicentro- como en la zona epicentral. Las aceleraciones pico en 5 estaciones dentro de la Ciudad de México en UNAM (roca), Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT (zona de lago – arcilla blanda), VIV (zona de transición), TAC (Tacubaya-roca), y CDA (zona de lago) fueron del orden de 0.035g, 0.17g, 0.043g, 0.034g, y 0.095g, respectivamente; indicando notables diferencias debidas a las particulares condiciones de sitio de la ciudad de México, con amplificaciones de la aceleración pico del orden de hasta 5 veces la aceleración registrada en la estación de la UNAM (roca) para el

caso de la estaciones ubicadas en la zona del lago SCT y CDA (H. B. Seed *et. al.*, 1988).

Más recientemente ocurrieron dos sismos en 1999; de ellos, el primero fue el más intenso, ocurrido el 15 de Junio de 1999 con una Magnitud  $M_w = 7.0$  con un epicentro ubicado a 125 Km de la ciudad de Puebla y a 250 Km de la Ciudad de México. En la ciudad de Puebla se obtuvieron registros en seis estaciones sobre diferentes condiciones de sitio, en dos estaciones cercanas BHPP (ubicada sobre roca basáltica) y PHPU (ubicada sobre suelo blando), se registraron aceleraciones pico de 0.28g y 0.06g, con amplificaciones del orden de 4 (Fig. 2.8 y 2.9). En las estaciones SCT (arcilla blanda) y UNAM (roca) de la Ciudad de México, se registraron aceleraciones pico con amplificaciones del orden de 3 en suelo blando siendo (SCT). Este nivel de amplificación es concordante con lo obtenido en el Sismo de 1985. Lo anterior puede observarse en las Figuras 2.9 y 2.10, donde se comparan los espectros obtenidos en estas estaciones para los sismos de 1985 y 1999, observándose niveles de amplificación de la aceleración pico comparables del orden de 4 a 5. También se observa claramente componentes fuertes de periodo largo en el sitio de arcilla blanda (SCT).

Los sismos de México no solo han demostrado claramente la influencia de los efectos de sitio sobre las características del movimiento sísmico en la superficie, sino también han contribuido al desarrollo de importantes avances en el entendimiento de la respuesta sísmica de las arcillas blandas altamente plásticas (Dobry & Vucetic, 1991).

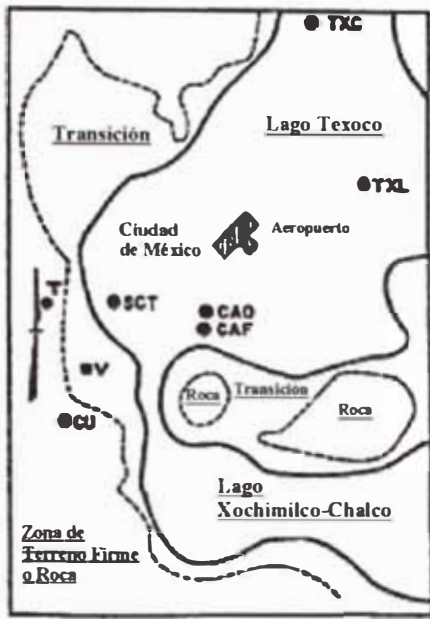


Figura 2.6. Zonas de Lago cerca de la Ciudad de México y estaciones de registros durante los sismos de Michoacán ( $M_w = 8$ ) 1985 y Tehuacan ( $M_w = 7$ ) 1999 (Seed, H. B. *et al.*, 1987)

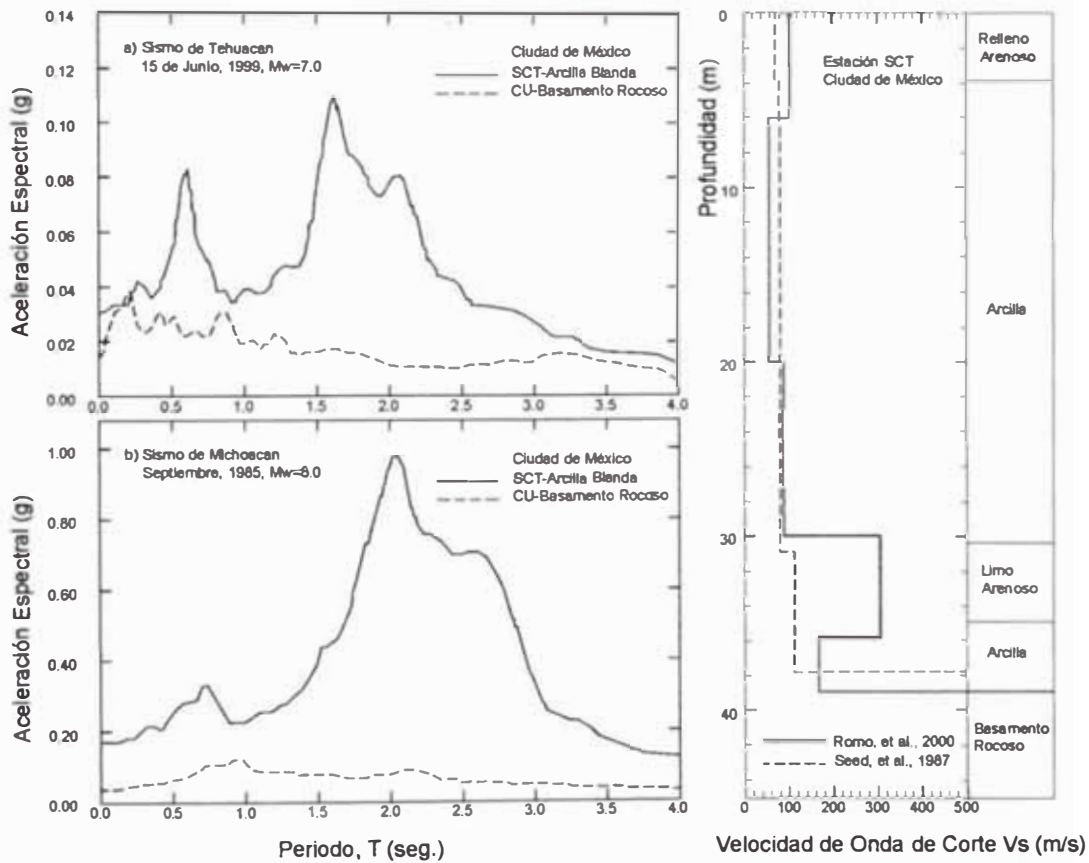


Figura 2.7. Respuesta promedio en una par de sitios CU (roca) y SCT (suelo blando) en la ciudad de México durante los sismos de Michoacán 1985 y Tehuacan 1999 (Pestana, J. M. *et al.*, 2002)

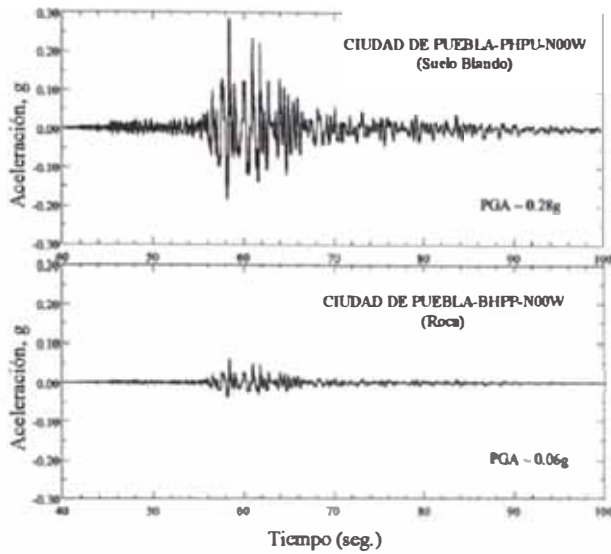


Figura 2.8. Registros de aceleraciones en un par de sitios de suelo blando PHEU y roca BHPP obtenidos en la ciudad de Puebla durante el sismo de Tehuacan 1999 (Pestana, J. M. et al., 2002)

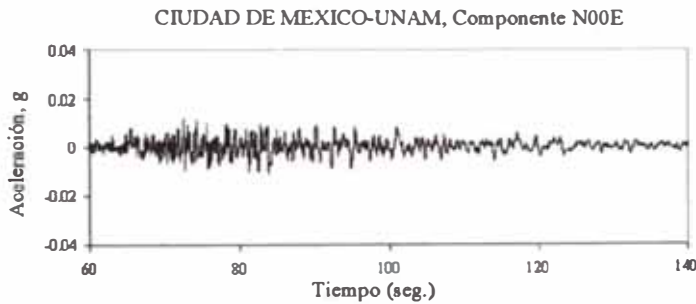
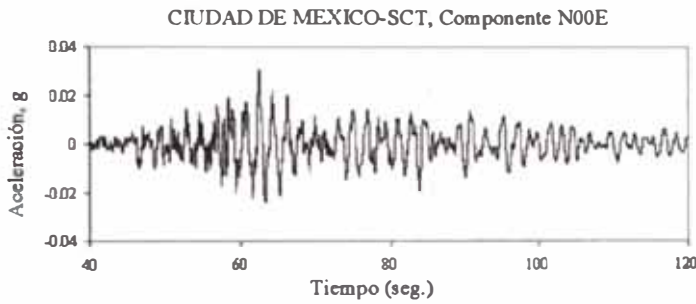


Figura 2.9. Registros de aceleraciones en un par de sitios de suelo blando SCT y roca CU obtenidos en la ciudad de México durante el sismo de Tehuacan 1999. (Pestana, J. M. et al., 2002).

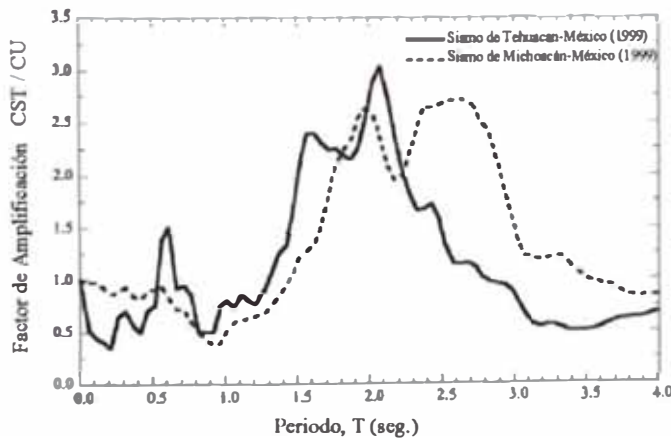
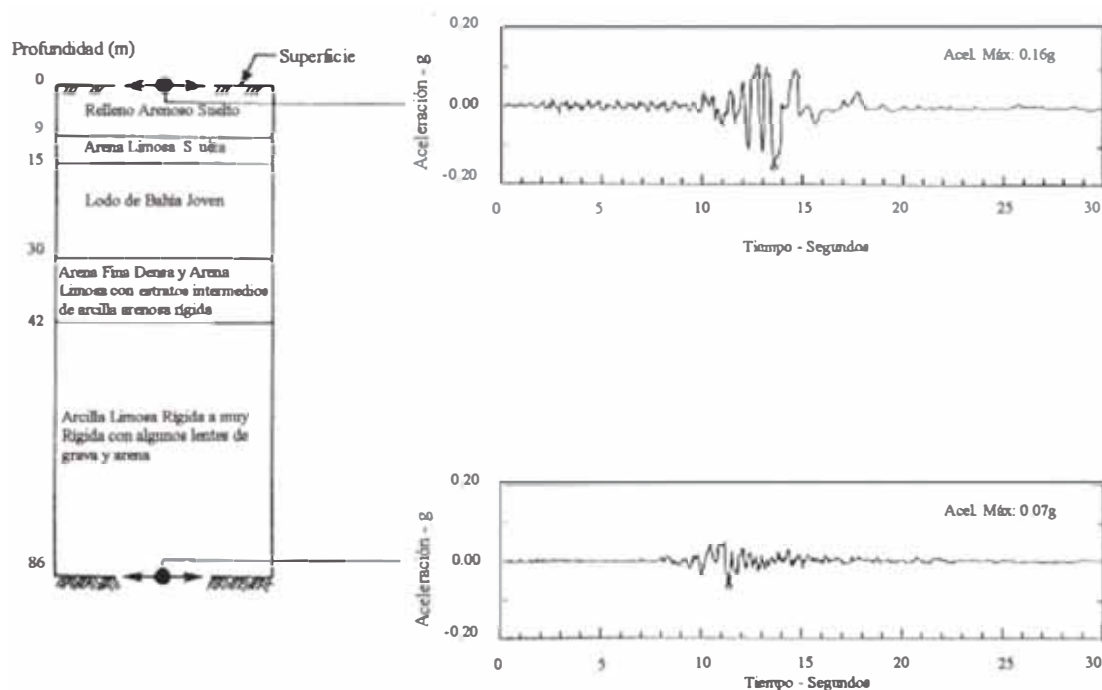


Figura 2.10. Comparación de Factores de Amplificación entre las estaciones CST(arcilla blanda) y CU (roca) en la ciudad de México, obtenidos durante los sismos de Michoacán 1985 y Tehuacan 1999 (Pestana, J. M. et al., 2002)



### 2.3.2 Sismo de Loma Prieta 1989

Los movimientos de suelo del sismo de Loma Prieta ( $M_w = 7.0$ ) fueron registrados en aproximadamente 80 estaciones con diferentes condiciones de sitio (Seed *et al.*, 1990). La mayor parte de los daños producidos en este sismo, especialmente en el área central de la Bahía de San Francisco, ocurrieron en áreas subyacentes por depósitos de suelos arcillosos blandos de gran espesor (Lodo de la bahía), donde se registraron aceleraciones pico en la superficie relativamente altas, producto de la amplificación de las ondas sísmicas al propagarse verticalmente desde la base rocosa a la superficie a través del estrato blando de suelo (Stewart, 1997).

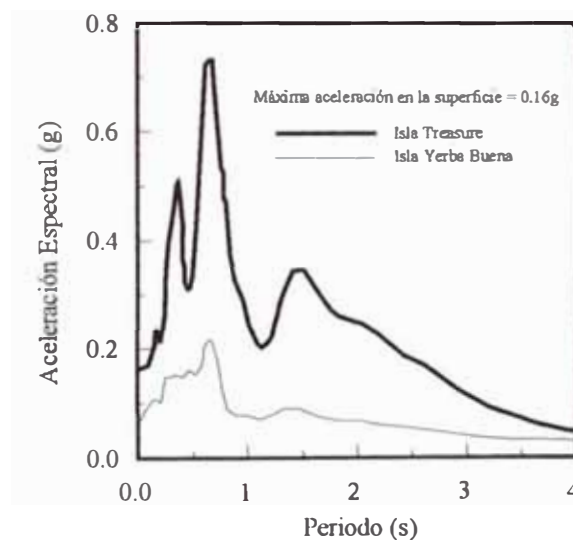


**Figura 2.11.** Perfil de suelo y respuesta de sitio en la estación de Treasure Island durante el sismo de Loma Prieta 1989 (Seed *et al.*, 1997)

Un claro ejemplo de los efectos de las condiciones de sitio sobre las características del movimiento del suelo producido durante este sismo es proporcionado por los movimientos registrados en dos islas adyacentes, Yerba Buena y Treasure, en la Bahía de San Francisco, distantes aproximadamente 2



Km. Ambas se ubican aproximadamente a 72 Km al Norte de la zona de ruptura. La isla de Yerba Buena es un afloramiento de roca cerca al centro de la Bahía de San Francisco sobre el cual se apoya el puente que cruza la bahía. La isla Treasure consiste básicamente de suelo blando. Los registros obtenidos en ambas islas muestran diferencias muy grandes, con aceleraciones pico en la isla Yerba Buena de 0.06g en la dirección E-W y 0.03g en la dirección N-S y correspondientes valores en la isla de Treasure de 0.16g y 0.11g (Fig. 2.11), mostrando notoriamente que la presencia de suelos blandos en la Isla Treasure causa amplificaciones significativas del movimiento en el basamento rocoso, constituyendo evidencia de la amplificación por depósitos de suelos blandos profundos. El fenómeno de amplificación también puede observarse en los correspondientes espectros de respuesta de aceleraciones, donde puede notarse una amplificación notoria de las componentes de periodo largo del movimiento, por ejemplo la aceleración espectral en  $T = 1.5$  seg. (Fig. 2.12).

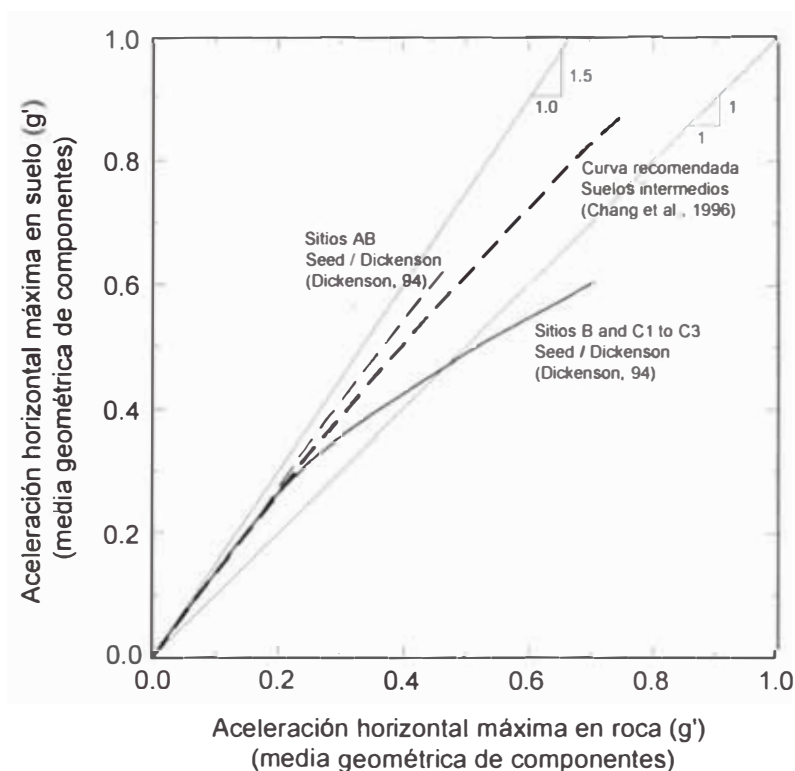


**Figura 2.12.** Espectros de Respuesta para las islas Treasure (suelo blando) y Yerba Buena (roca).

(Seed *et al.*, 1997)

### 2.3.3 Sismo de Northridge 1994

El sismo de Northridge de 1994 ( $M_w = 6.7$ ) proporcionó la oportunidad de evaluar la respuesta sísmica sobre suelos rígidos profundos (sitios de suelo cohesivo y no cohesivo rígidos y profundos), observándose concentración de daños en estructuras subyacidas por este tipo de suelo (Chang & Bray, 1997).



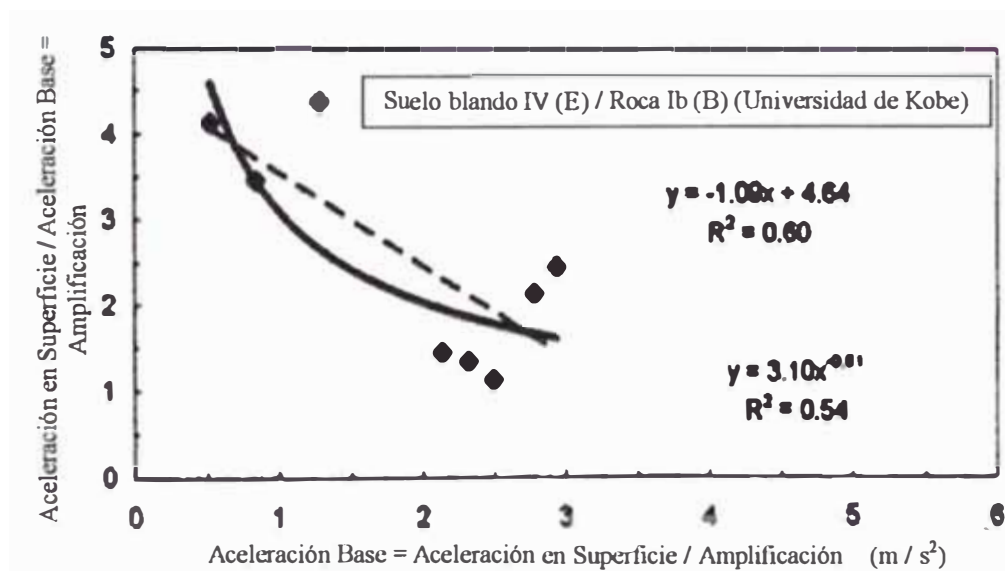
**Figura 2.13.** Aceleración Horizontal Pico en sitios de suelo y roca registradas durante el sismo de Northridge 1994 (Chang, S., *et al.*, 1996)

Chang y Bray (1997) encontraron que las aceleraciones máximas de registros obtenidos sobre depósitos de suelos concuerdan con la curva de atenuación más una desviación standard para roca propuesta por Idriss (1991), sugiriendo que la amplificación del movimiento debidos a las condiciones de sitio, predominantemente sitios rígidos profundos, es importante. La Figura 2.13 nos muestra las relaciones obtenidas entre las aceleraciones pico de registros ubicados en suelo y en roca. También se observaron, en este tipo de suelos, movimientos con contenidos espectrales tan altos como los observados en los sitios de arcilla blanda (Chang & Bray, 1998).

### 2.3.4 Sismo de Kobe 1995

En el sismo de Kobe 1995, en la zona de la Prefectura de Siga, se registró el movimiento sísmico en 13 sitios ubicados a distancias casi iguales (aproximadamente 140 Km) del epicentro. 4 sitios se ubicaron en roca y 9 en sitios de estrato sedimentario sobre roca, obteniéndose aceleraciones horizontales pico de 80 Gal. y 30 Gal. sobre 2 estaciones ubicadas en suelo y roca, respectivamente (Fukumoto & Fujiwara, 2000).

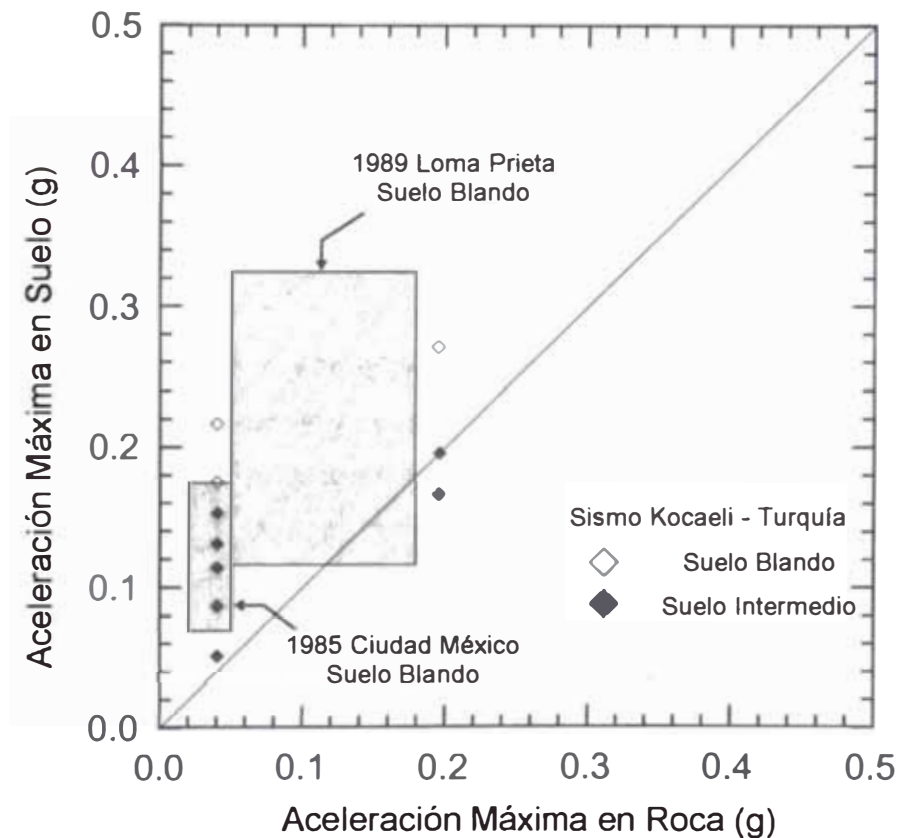
Otro ejemplo de amplificación es el mostrado por Joyner (1998), (ver Figura 2.14) a partir de registros obtenidos sobre sitios de suelo blando, observándose amplificaciones de la aceleración pico del orden de 4 para aceleraciones pico en roca menores a 0.1g.



**Figura 2.14.** Amplificación de la aceleración pico en sitios de suelo blando vs. aceleración pico en sitios de roca cercanos registrados durante el sismo de Kobe 1995 (Joyner, 1998)

### 2.3.5 Sismo de Turquía 1999

La Figura 2.15 compara las máximas aceleraciones registradas en suelo con aceleraciones máximas registradas en sitios de roca en sitios cercanos para el sismo de Turquía de Agosto 1999. Para comparación, se muestra lo obtenido de registros sobre suelo blando en los sismos de México 1985 y Loma Prieta 1989. Los sitios de suelo blando muestran importantes amplificaciones de la aceleración pico, siendo ésta del orden de 4 para  $PGA_{roca} = 0.04g$  y 1.4 en  $PGA_{roca} = 0.2g$ . En sitios de suelo rígido también se muestran amplificaciones, pero de menor grado que en suelos blandos (E. Rathje, I. M. Idriss, *et. al.*, 2000)



**Figura 2.15.** Aceleraciones pico en suelo vs. aceleraciones pico en roca registradas en estaciones cercanas durante el sismo de Turquía en Agosto de 1999 (E. Rathje, I. M. Idriss, *et. al.*, 2000)

## 2.4 EVIDENCIA DIRECTA DE LOS EFECTOS DE SITIO EN EL PERU.

En nuestro país, debido a la limitada disposición de equipos de medición, no se ha podido aún obtener información de registros que nos permitan observar directamente los efectos de sitio. La mayor parte de evidencia directa de los efectos de sitio se ha hecho sobre la base de observación de daños en localidades cercanas donde se tenían diferentes tipos de suelo. Algunos ejemplos de esto son los siguientes:

Según Kuroiwa (2002) en el sismo de 1970, en Huaraz, ubicado a más de 200 Km del epicentro, sucedió algo particular. En el Centro ubicado sobre suelo fino y con agua subterránea muy cerca de la superficie, las construcciones de adobe fallaron en un 100%, mientras en la localidad de Centenario ubicada 2 – 3 km al Norte, viviendas muy vulnerables de dos pisos no sufrieron daños, debido a que ésta se ubica sobre suelo aluvial compacto seco, conformado por piedras redondeadas y matriz de arena gruesa.

Lima ha sido sacudida por sismos destructivos en 1908, 1932, 1944, 1966, 1974, cuyos epicentros han tenido diversas ubicaciones, y magnitudes que varían entre 7 y 8.2; sin embargo, en todos estos eventos los daños han sido claramente mayores en La Molina, ubicada en una pequeña quebrada al Este del valle del Rimac. En 1974, la intensidad en el conglomerado de Lima se estimó en VI-VII MM., mientras que en un sector de La Molina llegó a IX MM. En el terremoto de Mayo de 1970, con epicentro a unos 350 km al N-O de Lima, La Molina fue el único lugar donde ocurrieron daños estructurales en edificaciones del área metropolitana (Kuroiwa, 2004). El suelo de La Molina es bastante diferente al del valle del Rimac y consiste en arcilla y suelo arenoso poco compacto de unos 100 metros en la parte central, de mayor profundidad; mientras que la zona central de Lima está subyacida por el llamado conglomerado, el cual es un suelo bastante rígido, con un comportamiento similar al de la roca (Repetto *et al*, 1980).

Repetto *et al.*, (1980), para el sismo de Lima de Octubre de 1974, reportaron que los daños en edificaciones de concreto armado y albañilería con similares características se concentraron en las zonas de La Molina, Callao-La Punta y Chorrillos, además de las más altas intensidades observadas en estos lugares, en contraste con el muy bajo porcentaje de daños observados en la zona central de Lima (distritos de Ate, Breña, Lima, Lince, Miraflores y San Isidro), zona subyacente por el conglomerado o cascajo del valle del Rímac. El Conglomerado de Lima está constituido por arena, bolonería de grava, pobremente graduada, pero muy densa, con piedras redondeadas de hasta 50 cm de diámetro, con un contenido de finos típicamente menor al 2%. Las zonas de Chorrillos y Callao son bastante erráticas y contienen estratos y lentes de arena densa media, limo, arena y grava fina, y arcillas rígidas. La zona de La Molina está constituida por sedimentos de Limo y Arcilla, teniendo índices de plasticidad de 40 a 60, y resistencia a penetración estándar (SPT) de 15 a 25 golpes por pulgada. Bajo el material fino se encuentran arenas y gravas con valores de SPT de 50 golpes por pie. La Figura 2.16 nos muestra perfiles representativos de las diferentes zonas de Lima. Lo anterior explica claramente la marcada diferencia entre las condiciones de suelos de la zona central de Lima (y todas las áreas de conglomerado) donde se obtuvieron intensidades de daño estructural menores al 1% comparado con las otras tres áreas donde se obtuvieron intensidades de daño entre 4% a 50%. También se encontró que en la zona central de Lima no existe correlación entre la intensidad de daño estructural y la profundidad al basamento rocoso, la razón de esta no correlación es que el conglomerado de Lima, para propósitos prácticos, se comporta esencialmente como si fuera roca. Para clarificar la diferencia entre la respuesta sísmica en las diferentes zonas de Lima se midieron velocidades de onda de corte. Se hicieron mediciones en Lima (Parque de la Reserva), Zárate (a 20 metros del lugar donde se instaló el instrumento de medición en este sismo), y en La Molina (en el área subyacente por limos y arcillas, aproximadamente a 100 m del lugar donde se ubicó el instrumento que registró la réplica sísmica de Noviembre de 1974). Para las zonas ubicadas sobre conglomerado se encontraron velocidades de onda de corte de 525 m/s a una profundidad de 4 metros, incrementándose hasta 700 m/s a profundidades reducidas como 6 metros (Figura 2.17). En la zona de la Molina se encontró que las velocidades de onda de corte del sedimento sobre

el conglomerado se incrementaban desde un valor de 200 m/s a una profundidad de 3 metros hasta 700 m/s a 40 metros de profundidad (Figura 2.18). Este contraste de velocidades de onda de corte existente entre la zona de conglomerado y las zonas de La Molina, Callao y La Campiña (Chorrillos), explica las diferencias en la respuesta sísmica.

La Figura 2.19 muestra la diferencia en características espectrales obtenidas para Lima (zona de conglomerado) y las otras zonas antes mencionadas. El espectro normalizado en conglomerado representa el espectro promedio obtenido de las señales registradas en Lima durante los sismos de 1951, 1966, 1970, 1974, además de la réplica de Noviembre de 1974. El espectro normalizado en La Molina es el obtenido en la Universidad Agraria La Molina (UNA) durante la réplica de Noviembre de 1974. Se observa que existe una marcada diferencia en las formas espectrales correspondientes a estas condiciones de sitio diferentes como La Molina y Lima (zona de conglomerado) particularmente en periodos de 0.15 seg. y 1.5 seg. La Figura 2.20 muestra una comparación entre las formas espectrales de la Figura 2.19 y lo obtenido por Seed *et al.* (1976), encontrándose una buena correlación con lo obtenido para sismos peruanos. Por otra parte, comparando las aceleraciones pico se encontraron amplificaciones del orden del 100%, esperándose que este valor disminuya con el incremento de la magnitud del sismo.







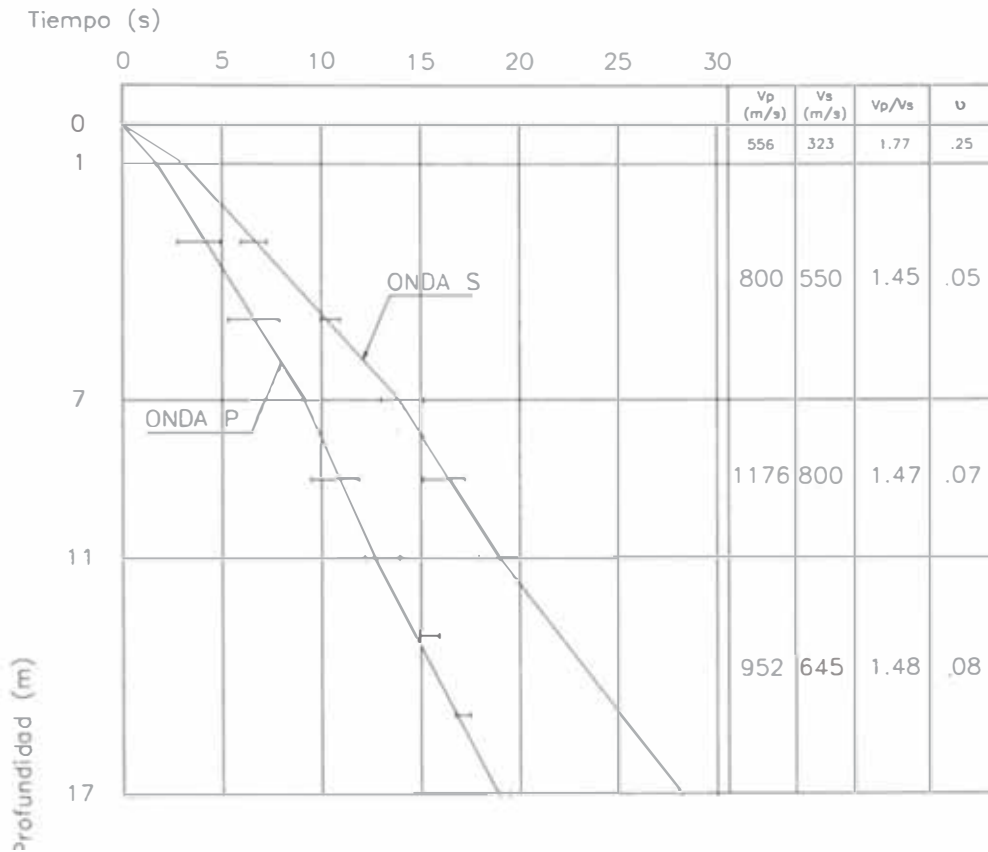


Fig. 2.17. Ensayo Down-Hole en el Centro de Lima (Repetto, et al., 1980)

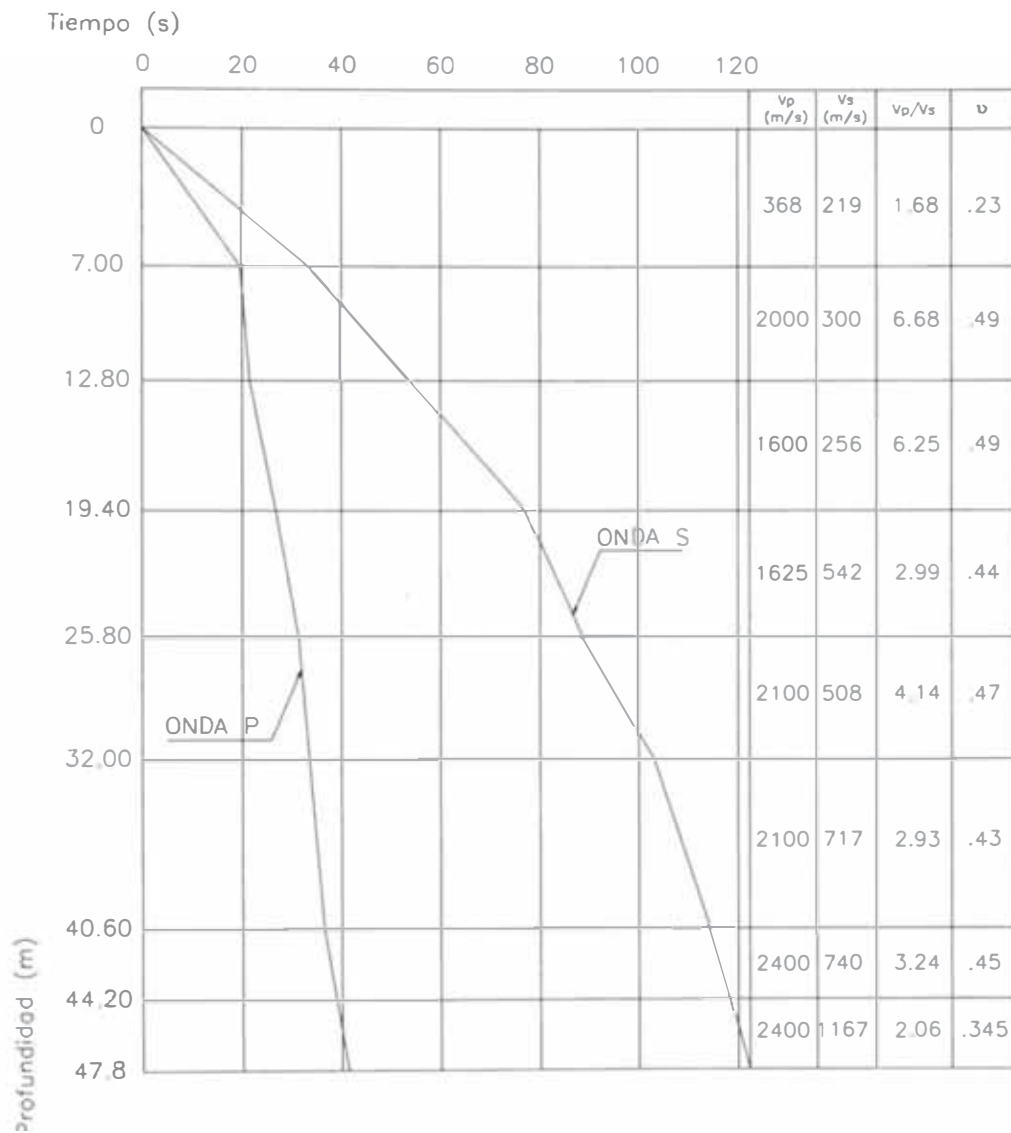
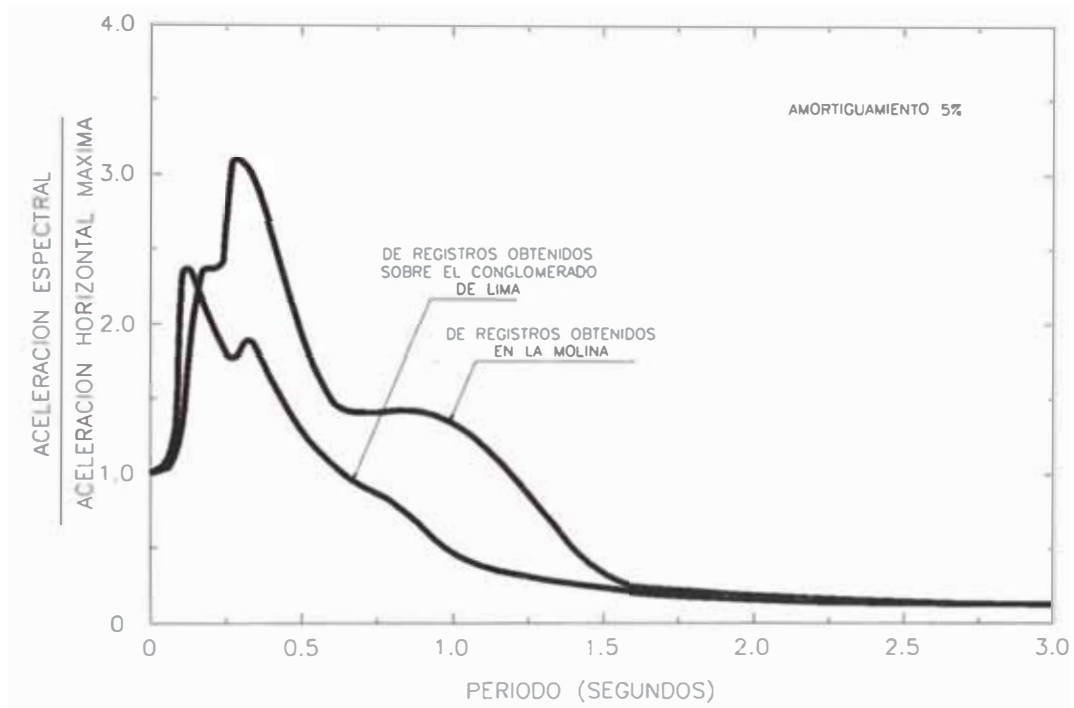


Fig. 2.18. Ensayo Down-Hole en el La Molina (Repetto, et al., 1980)



**Fig. 2.19.** Aceleración Espectral Normalizada Promedio para diferentes condiciones de suelo en Lima (Repetto, *et al.*, 1980)

## CAPITULO 3. RESPUESTA DINÁMICA NO-LINEAL DEL SUELO.

### 3.1 INTRODUCCION

La importancia del comportamiento no-lineal del suelo frente a cargas dinámicas inducidas por sismos ha sido por muchos años un punto controversial entre sismólogos e ingenieros geotécnicos. La cuestión central de la discusión es si la amplificación del suelo es dependiente de la amplitud del movimiento sísmico.

La dependencia de la respuesta del suelo con respecto al nivel de deformación del mismo, ha sido reconocida por los ingenieros desde fines de la década de los sesenta y principios de la década del 70, basados principalmente en resultados de ensayos de laboratorio y alguna escasa evidencia directa obtenido en sismos anteriores (Seed y Idriss, 1970; Hardin y Drnevich, 1972; Idriss y Seed, 1968; Seed e Idriss, 1969), los cuales llevaron a la formulación de modelos lineales equivalentes y no lineales a fin de predecir la respuesta dinámica del suelo bajo eventos sísmicos fuertes (Idriss y Seed, 1968; Schnabel, *et al.*, 1972; Joyner y Chen; 1975); además de ser considerado en la ingeniería práctica, por ejemplo en estudios relacionados con el diseño de centrales nucleares (Roesset, 1980).

Por otra parte, los sismólogos no consideraban la importancia de los efectos no-lineales debido a la carencia de evidencia directa de observaciones de movimientos fuertes, considerándolo insignificante o que ellos no podrían discernirse fácilmente entre la gran cantidad de otros efectos presentes, lo cual complicaba su observación en la muy limitada cantidad de registros de movimientos fuertes. Otra de las razones fue el escepticismo con respecto a si los estudios de laboratorio reflejan el comportamiento in situ, tanto por la dificultad bien conocida para obtener muestras de suelo no alteradas y porque tales estudios no incluyen los efectos de atenuación por dispersión (Field *et al.*, 1998). Dada la carencia de evidencia directa de la no-linealidad de los sedimentos, los sismólogos optaron por el modelo lineal más simple (el cual

es también, en general, más conservador en términos de predecir movimientos de terreno). Uno de los primeros sismólogos en cambiar de perspectiva con respecto a la consideración de la no-linealidad en la predicción de los movimientos sísmicos en la superficie fue Keiiti Aki (1993), quien, basado en el estudio de datos obtenidos del sismo de Loma Prieta, concluye que los efectos no-lineales eran más significativos de los que habían sido considerados hasta entonces por ellos. Estudios más recientes efectuados por sismólogos (Beresnev y Wen 1996, Field 1998, Su *et al.* 1998, y Ni *et al.* 2000) muestran evidencia directa del efecto no-lineal.

Los efectos no-lineales han sido aplicados en la ingeniería práctica desde principios de la década del 70 y son tomados en cuenta por los actuales códigos. Una manifestación de esta perspectiva fue que la aceleración pico del terreno (*PGA*) se creía que era reducida (ó deamplificaba) en sitio de sedimentos cuando *PGA* excedía 0.1g (Seed e Idriss, 1983). Evidencia directa del efecto de sitio no-lineal en observaciones sismológicas ha aparecido en los últimos 15 años, debido a un incremento en las redes permanentes de equipos de registro de movimientos fuertes y mejoramiento de la calidad de datos, lo cual ha llevado a obtener importantes conclusiones en los sismos recientes.

Los sismos de Michoacán 1985 y Loma Prieta 1989 cambiaron esta perspectiva, cambiando el límite entre amplificación y deamplificación a ~0.4g para sitios de depósitos profundos de arcilla blanda (Finn, 1991; Idriss, 1991). Datos obtenidos durante los sismos de Loma Prieta 1989 y Northridge 1994 indican un límite de ~0.6g para sitios de suelo rígido profundo (Chang y Bray 1997). En la actualidad se considera que el efecto no-lineal es significativo y como consecuencia se tiene en cuenta su efecto en los actuales factores de amplificación de sitio. El código IBC (2000, 2003) emplea factores de sitio dependiente de la amplitud, los que intentan tomar estas diferencias entre sitios de suelo rígido y blando.

## 3.2 CONCEPTOS BÁSICOS DEL COMPORTAMIENTO NO-LINEAL DEL SUELO

### 3.2.1 Comportamiento esfuerzo deformación en el caso no-lineal.

La deformación de una masa de suelo viene controlada por las interacciones entre partículas individuales, especialmente por el deslizamiento entre las mismas. Debido a que el deslizamiento es una deformación no-lineal e irreversible, se puede esperar que el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo también sea marcadamente no lineal e irreversible, es decir, que la curva esfuerzo-deformación no será una línea recta, ni única en ciclos de carga-descarga (Lambe y Whitman, 1984).

Es ampliamente reconocido en ingeniería geotécnica que la respuesta del suelo es no-lineal mas allá de un cierto límite de deformación cortante. Las relaciones esfuerzo-deformación para los niveles de deformación cortante producidos por movimientos sísmicos severos son no-lineales e histeréticas, como ha sido confirmado por numerosos resultados de pruebas de carga vibratoria y cíclica sobre muestras de suelo (Seed e Idriss 1970, Seed et al., 1984), donde los lazos esfuerzo-deformación implican una reducción del módulo de corte efectivo y un incremento del amortiguamiento en altos niveles de deformación.

Una gráfica típica de relaciones esfuerzo-deformación para corte cíclico es mostrada en la Fig. 3.1. Este comportamiento registrado experimentalmente consta de una curva de carga inicial y de lazos de histéresis desarrollados después de sucesivas descargas y recargas. La siguiente curva hiperbólica de carga inicial es aceptada ampliamente:

$$\tau = f(\gamma) = \frac{G_{m\acute{a}x} \cdot \gamma}{1 + \frac{G_{m\acute{a}x}}{\tau_{m\acute{a}x}} \cdot |\gamma|}$$

donde  $\tau$  es el esfuerzo cortante,  $\gamma$  es la deformación cortante,  $G_{m\acute{a}x}$  es el módulo de deformación cortante elástico (tomado como la tangente a la curva de carga inicial en el origen),  $\tau_{m\acute{a}x}$  la resistencia cortante o esfuerzo cortante máximo que

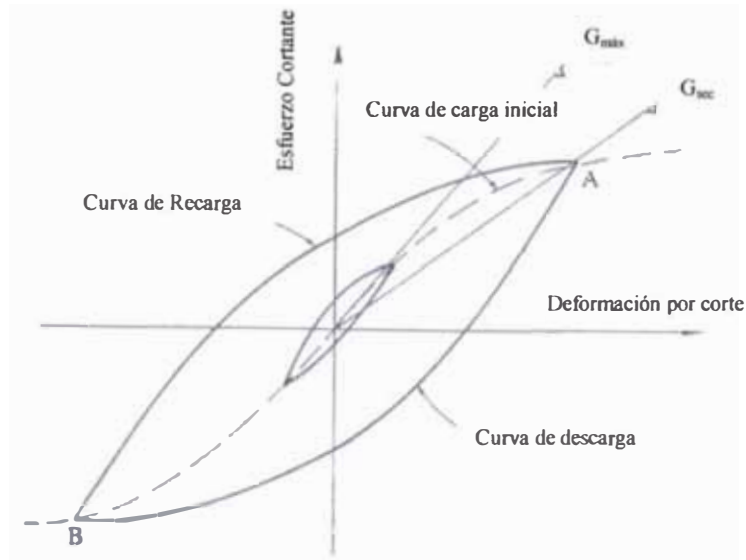
el material puede sostener en el estado inicial (Yu *et al.*, 1993). La Regla de Masing es frecuentemente aplicada para extender la trayectoria de la curva esfuerzo-deformación de la curva inicial de carga a subsecuentes fases de descarga y recarga, introduciendo de ese modo la histéresis. La regla establece curvas de descarga y recarga. Empezando de cada punto de reversión  $(\gamma_r, \tau_{m\acute{a}x})$  de un lazo de histéresis (puntos A y B en Fig. 3.1), pueden ser obtenidas de la curva esquelética por dos operaciones: (1) trasladando el origen y (2) escalando los ejes vertical y horizontal por un factor de dos. Así:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2}\right)$$

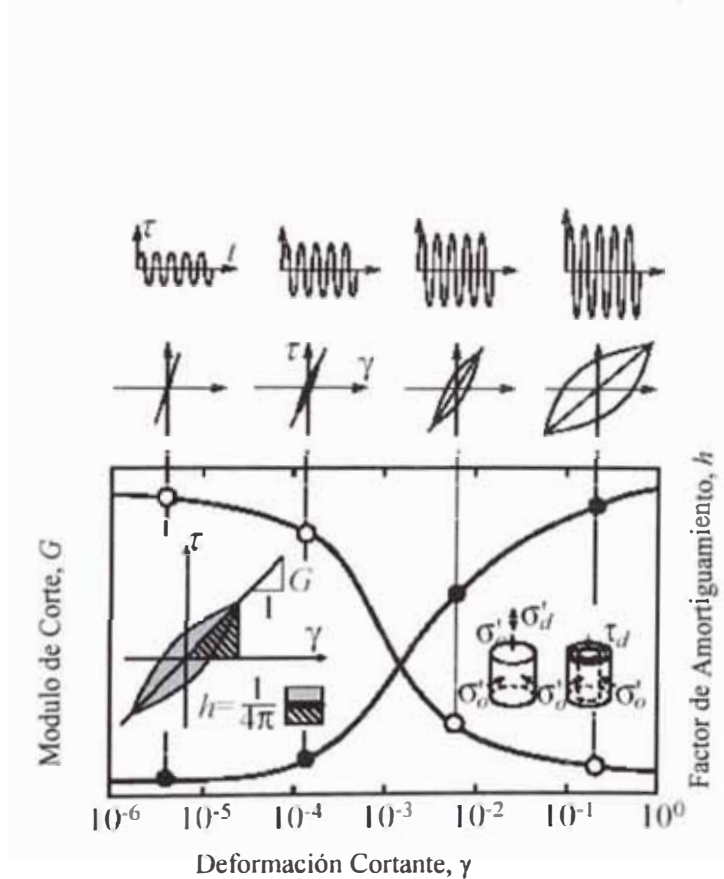
(Beresnev & Wen, 1996). Dos lazos histeréticos contruidos de esta forma son mostrados en la Figura 3.1.

El modelo histerético de la Figura 3.1 representa bien las características no-lineales del suelo: a la máxima deformación durante un ciclo corresponde el menor módulo cortante secante. Esto significa que el módulo cortante disminuye con la deformación. Por otra parte, la histéresis implica pérdida de energía en cada ciclo de deformación; la pérdida de energía es proporcional al área del lazo.

Seed e Idriss (1970) expresaron las características no lineales del suelo sujeto a carga cíclica como el módulo de corte  $G$  y relaciones de amortiguamiento  $\beta$  como función de la deformación cortante  $\gamma$ . La Figura 3.2 muestra esquemáticamente la obtención de dichas relaciones a partir de ensayos de laboratorio, así como las curvas de módulo cortante y amortiguamiento que se obtienen.



**Figura 3.1.** Relaciones Esfuerzo-Deformación del suelo en deformación cortante cíclica. La curva de carga inicial tiene una forma hiperbólica (línea punteada). Subsecuentes fases de carga descarga y recarga siguen una trayectoria histerética. Dos lazos de histéresis construidos de acuerdo a las reglas de Masing son mostrados, donde A y B indican los puntos de inversión del lazo. (Beresnev y Wen, 1996).



**Figura 3.2.** Obtención de las características de deformación dinámica a partir de ensayos de laboratorio (Yoshida y Iai, 1998)



### 3.2.2 Amplificación de Ondas Sísmicas en el caso no-lineal.

Una reducción del módulo de corte sólo implicaría un incremento de la amplificación, dependiendo de cómo éste sea medido. Sin embargo, el incremento del amortiguamiento generalmente tiende a dominar, resultando en la reducción de los factores de amplificación, y en una posible deamplificación, que a su vez implica requerimientos menos severos en las construcciones.

En conclusión, el efecto no-lineal muestra dos características fundamentales: (1) el periodo del suelo cambia hacia valores mayores; esto es consecuencia de la pérdida de rigidez del estrato de suelo con el aumento de la intensidad del movimiento, y (2) el aumento del amortiguamiento. El incremento de los niveles de amortiguamiento resulta en menores amplificaciones espectrales para todos los periodos. El amortiguamiento es más pronunciado para movimientos de frecuencias altas. Por lo tanto,  $PGA$  es afectado más significativamente por el amortiguamiento del suelo. Las consecuencias del cambio hacia periodos de sitio más largos dependen del tipo de suelo y el movimiento de entrada en el estrato firme. Para algunos sitios el periodo del sitio puede cambiar hacia periodos conteniendo movimientos de entrada de alta energía, resultando en factores de amplificación espectral mayores, asociados a un incremento de  $PGA$ . Inversamente, el periodo del sitio puede ser cambiado a periodos donde la energía del movimiento de entrada es baja, resultando en amplificaciones espectrales mayores en periodos largos asociados con un decremento de la amplificación para periodos cortos. Esto puede resultar en niveles más bajos de  $PGA$ , y posiblemente incluso en atenuación de  $PGA$  (Bray *et al.*, 1999).

Una conclusión de lo anterior fue que la aceleración pico en suelos blandos deamplificaba cuando  $PGA_{roca}$  excedía 0.1g (Seed e Idriss, 1983). Los sismos de Michoacán 1985 y Loma Prieta 1989 cambiaron esta perspectiva, cambiando este límite a 0.4g para depósitos de suelos de arcilla blanda (Finn, 1991; Idriss, 1991). Por otra parte, a partir de datos de Loma Prieta y Northridge 1994 se encontró un límite de 0.6g para depósitos de suelo profundo y rígido (Chang & Bray, 1998).

El efecto de no-linealidad es mayormente una función del tipo de suelo (Vucetic y Dobry 1991). Factores tales como cementación y edad geológica pueden también afectar el comportamiento no-lineal del suelo (Bray *et al.* 1999). La no-linealidad bajo movimientos de terreno severos puede ser considerable para arcillas blandas y arenas e insignificante en suelos rígidos (Beresnev y Wen, 1996).

Recientemente se vio que la no linealidad causa un incremento en la duración del movimiento y que la máxima aceleración *PGA* puede producirse tarde en el registro, después del tren de ondas directas S (Bonilla, *et al.*, 2000).

### **3.3 EVIDENCIA DE EFECTOS NO-LINEALES DEL SUELO DERIVADOS DE SIMULACIONES DE RESPUESTA DINÁMICA.**

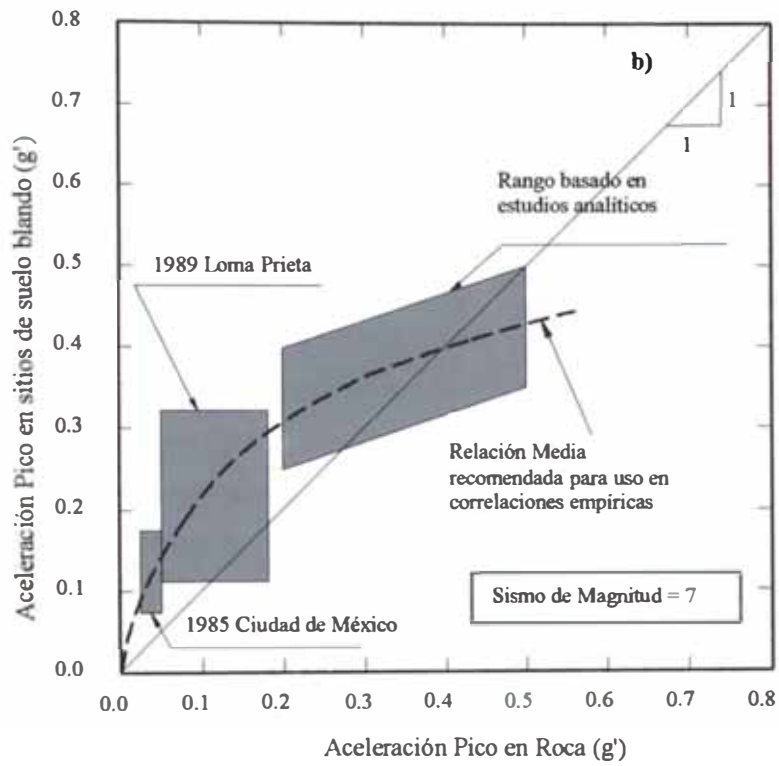
Idriss y Seed (1968) usaron la técnica lineal equivalente para calcular el factor de amplificación debido a una columna de suelo blando de un sitio real en San Francisco, para diferentes niveles de aceleración en la base roca variando de 5 a 128 gal, usando los registros obtenidos en el sismo de San Francisco como sismo de entrada. Ellos encontraron que los principales aspectos teóricos del comportamiento no-lineal del suelo eran reflejados usando esta técnica: para niveles de *PGA* crecientes, la frecuencia fundamental del suelo disminuyó de 1.6 a 1.1 Hz, y el factor de amplificación de *PGA* disminuyó de 3.6 a 0.68. Los autores concluyeron que "las características de respuesta del suelo obtenidas de un sismo de magnitud dada no pueden ser extrapolados a sismos de mayor intensidad".

Chin y Aki (1992) calcularon factores de amplificación (en términos de *PGA*) para depósitos de suelo blando en Treasure Island y suelo intermedio en Gilroy #2, ambos en California, usando la técnica lineal-equivalente y una técnica explícita no-lineal. Para Treasure Island ellos encontraron una amplificación constante alrededor de 2.5 dada por un modelo lineal para aceleraciones en roca menores a aproximadamente 0.1g; pero la amplificación decrecería rápidamente con el

incremento de la aceleración en roca y llegaría a ser menor a uno para niveles de aceleración en roca de 0.2 a 0.3g.

Idriss (1990); Dickenson *et al.* (1991) realizaron análisis de respuesta de sitio aplicando la técnica lineal equivalente para varios de los sitios de suelo donde se obtuvieron registros sísmicos durante el sismo de Loma Prieta (1989), usando el programa SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972); estos análisis mostraron una concordancia razonable entre lo calculado y aquellos movimientos de superficie registrados (para aceleraciones pico, así como para ordenadas espectrales).

Basado en lo anterior, Idriss (1990, 1991) extendió el rango de datos mostrado en la Figura 3.3, y propuso la curva mostrada en la misma figura a partir de la cual se podría estimar la aceleración que se produciría en suelos blandos para diferentes niveles de aceleración pico en roca. Los parámetros claves que influyen en la respuesta dinámica del suelo incluyen ambos la aceleración pico del registro de entrada y el contenido de frecuencias del mismo. Reconociendo lo anterior, Idriss usó registros obtenidos a distancias epicentrales de 80 km para calcular la respuesta dinámica de suelos blandos ubicadas en el área de Oakland para niveles de aceleración en roca de hasta 0.25g. Para niveles de aceleración en roca altos, consideró que el sismo ocurría más cerca del sitio y usó registros en roca obtenidos a distancias más cercanas al sitio (20 km). Lo anterior significa que registros en roca obtenidos a diferentes distancias epicentrales tienen también diferentes contenidos de frecuencias. Consecuentemente, cada registro con un cierto nivel de aceleración máxima tiene también un cierto contenido de frecuencias, y no es apropiado usar en un análisis de respuesta dinámica un grupo de registros de cierto nivel de aceleración, los cuales se van escalando para obtener respuestas en diferentes niveles de aceleración. Una mejor opción sería usar varios registros que reflejen los diferentes rangos de aceleraciones a ser considerados en el análisis. La curva de Idriss (Fig. 3.3) nos muestra amplificaciones de la aceleración pico en suelos blandos de 5, 2 y 1 para rangos de aceleración pico en roca alrededor de 0.05g, 0.2 g y 0.4g, respectivamente. Este trabajo fue decisivo e influyó en todos los trabajos acerca de la amplificación sísmica en diferentes niveles de aceleración en roca (Ej, Seed 1997, Seed 2001)

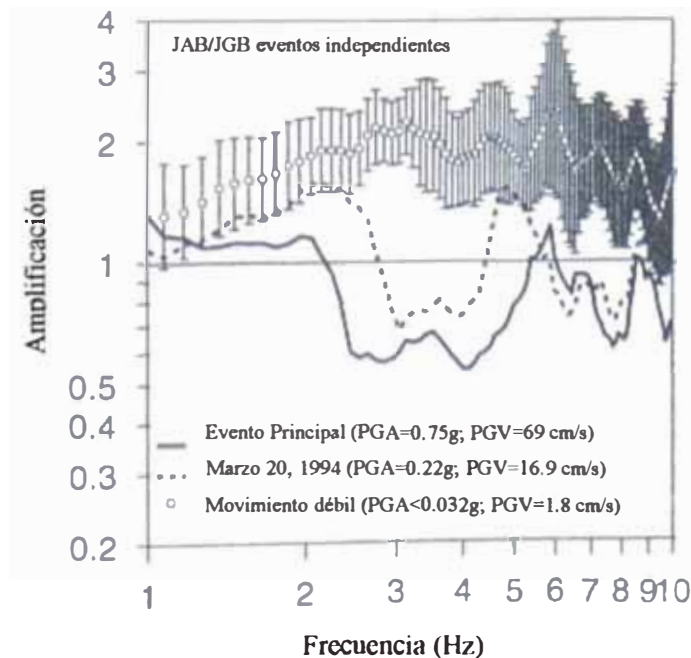


**Figura 3.3.** Variación de la aceleración horizontal pico en sitios de suelo blando con la aceleración en sitio en roca (Idriss, 1991)

### 3.4 EVIDENCIA DIRECTA DEL EFECTO DE SITIO NO-LINEAL

#### 3.4.1 Evidencia de Respuesta Dinámica No-Lineal del Suelo obtenida en el sismo de Northridge.

Cultrera *et al.* (1999) usaron registros del evento principal del sismo de Northridge y sus réplicas obtenidas en estaciones ubicadas en el área de los edificios Van Norman para estudiar el comportamiento no-lineal del suelo. Ellos evaluaron la dependencia de los cocientes espectrales de Fourier entre un sitio de suelo blando (JAB) con referencia a una estación cercana en suelo muy rígido (JGB). Estos sitios tienen una velocidad de onda corte promedio en los 30 metros superiores  $V_s$  de 375 y 570 m/seg, respectivamente. En la Figura 3.4 se compara cocientes de amplitudes espectrales de Fourier de dos eventos fuertes (el evento principal de Northridge 1994,  $M_w = 6.7$  y la réplica del 20 Marzo,  $M_w = 5.3$ ) con los cocientes espectrales promedio correspondiente a eventos leves posteriores (registrados de 1995 a 1998). La media geométrica de la aceleración pico de las



**Figura 3.4.** Relaciones Espectrales (JAB/JGB) del evento principal de Northridge 1994, replica del 20 de Marzo de 1994, y media geométrica de registros independientes de movimientos débiles obtenidos entre 1995 y 1998, en estos últimos se indica también con barras el rango de desviación standard (Cultrera, *et al.*, 1999).

dos componentes horizontales fue de 0.75 para el evento principal, 0.22 para la réplica de 1994 y de menos de 0.032 para las replicas posteriores, en el sitio de referencia JGB. La respuesta relativa JAB/JGB es fuertemente dependiente del nivel de movimiento ( $PGA$ ), disminuyendo para  $PGA$  mayores, con una amplificación mucho menor para el grupo de réplicas más leves.

### 3.4.2 Evidencia de Respuesta Dinámica No-Lineal del Suelo obtenida en el sismo de Kobe.

Suetomi y Yoshida (1998), Yoshida y lai (1998) estudiaron la respuesta dinámica del suelo durante el sismo de Kobe 1995. La Figura 3.5 muestra los  $PGA$  y  $PGV$  de registros obtenidos en suelo intermedio y blando versus lo obtenido en roca.

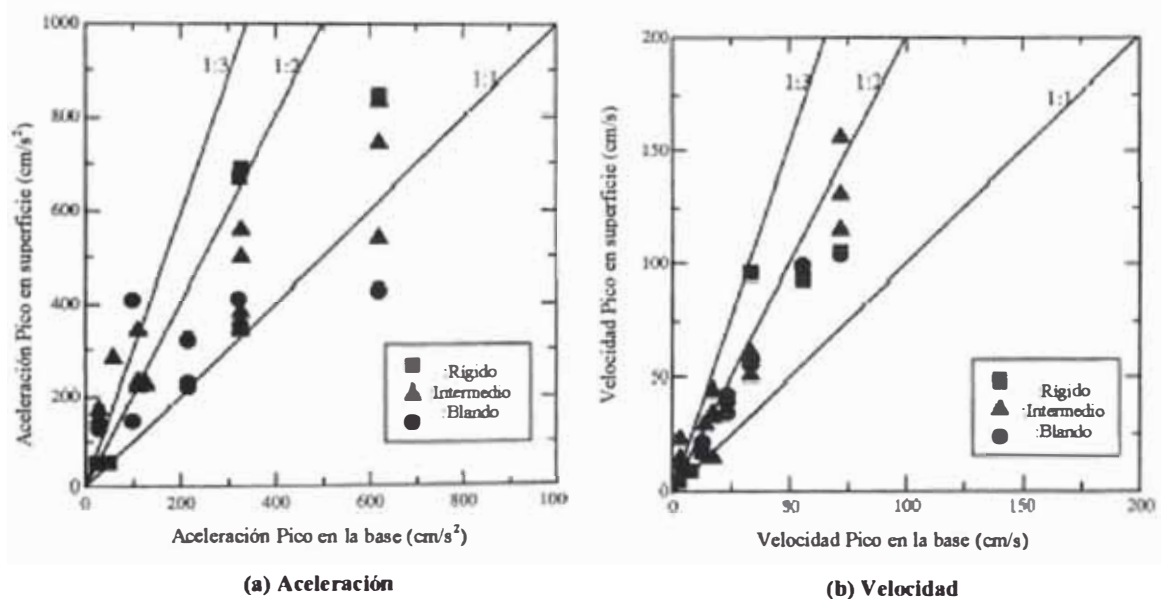


Figura 3.5. Relaciones entre las respuestas pico en la superficie y en la base obtenidas en registros del sismo de Kobe 1995 (Suetomi y Yoshida, 1998)

Se muestra un mayor efecto del comportamiento no-lineal del suelo sobre la amplificación de  $PGA$  en comparación a  $PGV$ . Se puede observar una clara diferencia en la amplificación de suelos intermedios y blandos en niveles de  $PGA$  en roca mayores a 0.2g, siendo los últimos mayores. Otra importante observación en ese estudio fue que las construcciones sobre suelos intermedios sufrieron más daño que las ubicadas en suelo blando, consecuencia del efecto

de deamplificación presente en los suelos blandos, además de presentarse licuación en muchos sitios de suelo blando lo cual contribuyó al efecto deamplificador (consecuencia de la reducción de la resistencia cortante del suelo), resultando pocas viviendas dañadas por efectos de inercia. Sí se observaron, en cambio, frecuentes daños debido a severas deformaciones del suelo. Por otra parte, aún en sitios donde ocurrió licuación, la influencia de la no-linealidad del suelo sobre la amplificación de  $PGV$  se mantiene casi imperceptible.

### 3.4.3 Sismos de Taiwán y de Turquía 1999

Idriss & Abrahamson (2000) examinaron los registros obtenidos durante el sismo de Chi-Chi Taiwán en 1999 en términos de aceleración pico  $PGA$ , velocidad pico  $PGV$ , para dos condiciones de sitio con respecto a roca o suelo muy rígido, los cuales se registraron en 387 estaciones. Los autores derivaron relaciones de atenuación para cada grupo de registros obtenidos en un mismo tipo de suelo. De lo anterior, se derivaron curvas de aceleraciones en suelo versus aceleraciones en roca para diferentes condiciones de sitio (Fig. 3.6). Nuevamente se observa la tendencia a la deamplificación con el aumento de  $PGA_{roca}$ , resultando las aceleraciones en suelos intermedios mayores que en suelos blandos. Por otra parte, un tratamiento similar de las velocidades horizontales pico muestra amplificaciones a diferencia de lo observado en las aceleraciones.

Una gráfica  $PGA_{suelo}$  versus  $PGA_{roca}$  (Rathje *et al.*, 2000, 2001), correspondiente a aceleraciones registradas durante los sismos de Kocaeli en Turquía (1999) y Chi-Chi en Taiwán (1999), muestra también una amplificación significativa para niveles de  $PGA_{roca}$  del orden de 0.05g, con una tendencia a la disminución con el aumento de  $PGA_{roca}$  (Fig. 3.7). Estas observaciones fueron hechas sobre la base de una clasificación previa de los sitios donde se obtuvieron los registros, pero fundamentalmente confirman las observaciones previas con respecto a la disminución de la amplificación debida al comportamiento no lineal del suelo para niveles de aceleración altos, del orden de 0.3 – 0.4g.



### 3.5 CONCLUSIONES

El efecto no-lineal ha sido un aspecto controversial entre los geotecnistas y sismólogos, debido a la poca evidencia directa que había sido registrada. Recientes eventos sísmicos nos han podido dar evidencia directa de este efecto y basados aún en esta poca información, éste ya ha sido incorporado en algunos códigos sísmicos (IBC, 2000, 2003)

Los efectos no-lineales dependen de las propiedades físicas de cada tipo de suelo. La no-linealidad puede ser considerable para arcillas blandas y arenas y puede ser imperceptible en suelos más rígidos. Así como también puede ser poco significativa en arcillas con un alto índice de plasticidad.

El efecto no lineal muestra dos características típicas sobre la respuesta del suelo: Reducción de las amplitudes en frecuencias altas (o reducción de la aceleración pico) y cambio a frecuencias más bajas de la frecuencia de resonancia del suelo (aumentando las componentes de período alto en el espectro de respuesta).

En suelos blandos la amplificación de la aceleración ocurre para amplitudes de movimiento leves; la deamplificación se manifiesta con el aumento del movimiento sísmico. Por otra parte, aún no está claro si la no-linealidad afecta a la amplificación de velocidades.

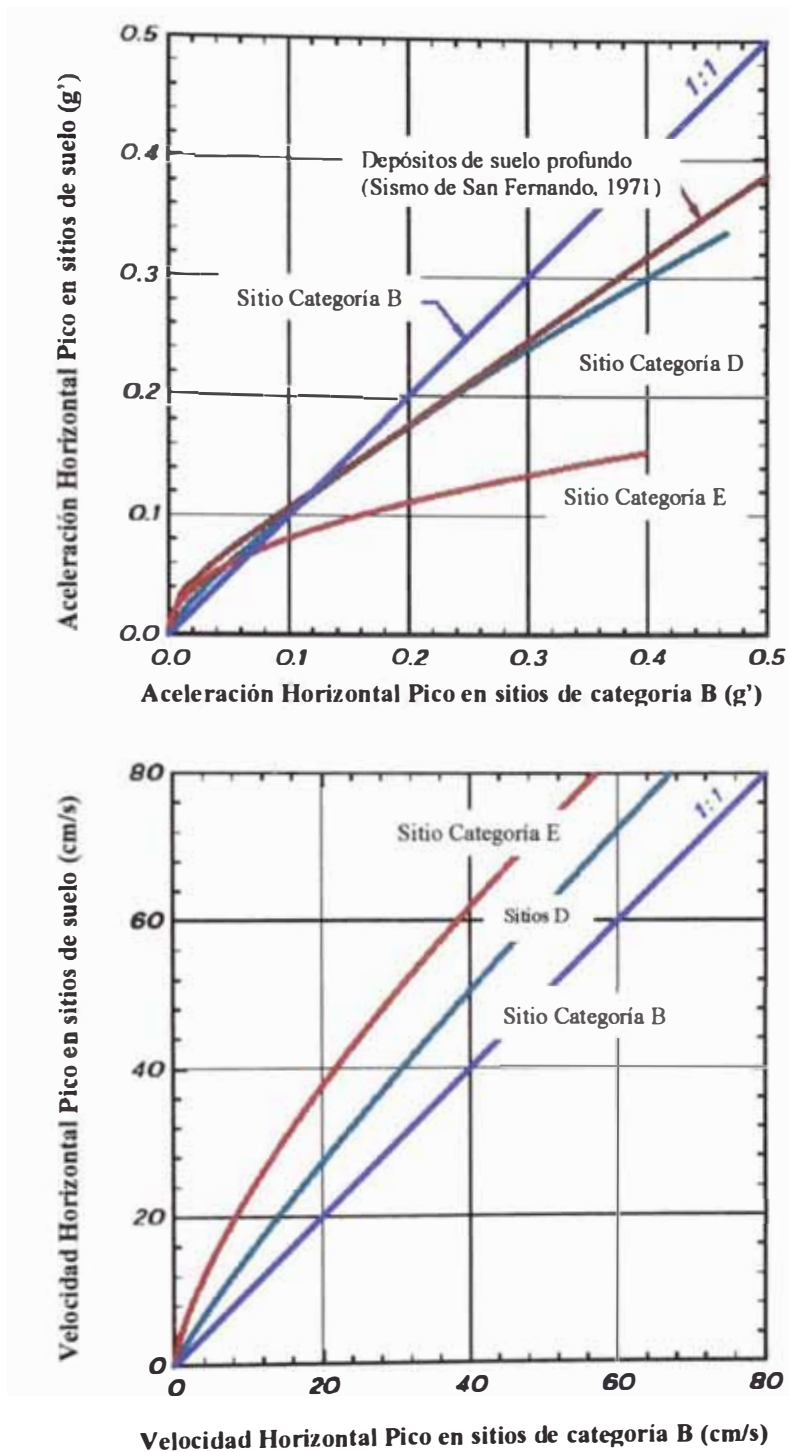
El uso de relaciones espectrales es la forma más simple y directa de demostrar la no-linealidad del suelo (Cultrera *et al.*, 1999)

El efecto de deamplificación podría llevar a que ante un sísmico de gran magnitud, construcciones sobre suelos blandos presenten menores daños que aquellas cimentadas sobre suelos intermedios y estos últimos mantendrían aún considerable grado de amplificación de las aceleraciones.

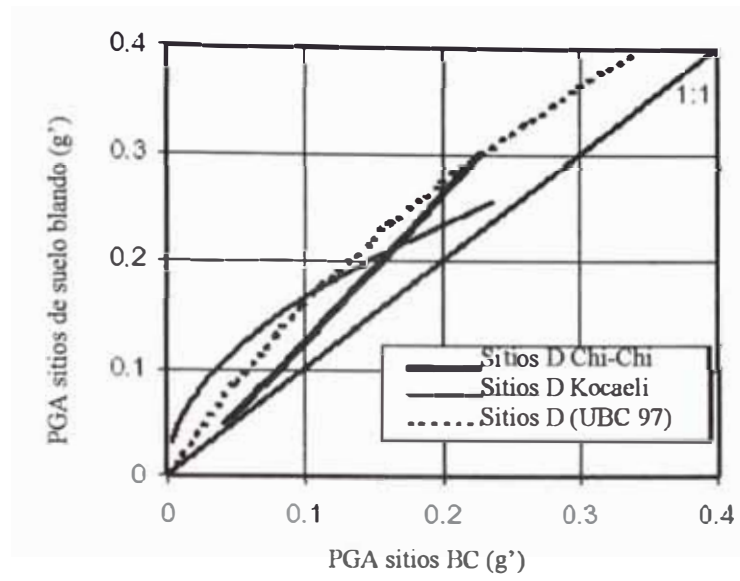


En los estudios analíticos de respuesta sísmica del suelo se han venido usando, como movimientos de entrada, registros con determinado nivel de *PGA*, escalándose éste para diferentes niveles de *PGA* a fin de estudiar la amplificación que podría presentarse para diferentes niveles de amplitud. Sin embargo, se ha reconocido que no solamente se debe escalar el *PGA*, sino de alguna forma modificar el contenido de frecuencias para cada nivel de aceleraciones, o de lo contrario usar registros que representen cierto rango de *PGA* (Idriss, 1991).

En la actualidad no se ha identificado claramente en qué nivel de *PGA* el suelo empieza a deamplificar. La cuestión no es “¿los suelos son no lineales?”. Lo más complicado es saber: “qué grado de no-linealidad es mostrado, en qué frecuencia y qué nivel de amplitud en que materiales” (Joyner, 1998).



**Figura 3.6.** Variaciones de la aceleración pico (a) y velocidad pico (b) entre sitios de suelo y sitios de roca obtenidas a partir de registros del sismo de Chi-Chi Taiwán 1999 (I. M. Idriss y N. A. Abrahamson, 2000)



## CAPITULO 4. ESTUDIO DE LOS COEFICIENTES DE SITIO

### 4.1 INTRODUCCIÓN

Durante las últimas décadas y con mayor énfasis en la década pasada se ha dado un significativo avance en el conocimiento de la influencia de las condiciones locales de sitio sobre la respuesta sísmica del suelo, avance que fue rápidamente incorporado en los nuevos códigos de diseño sísmico. Ésta muy rápida evolución se ha dado en mayor parte por las lecciones proporcionadas por sismos de gran magnitud ocurridos en los últimos años: Ciudad de México 1985, Loma Prieta 1989, Northridge 1994 y Kobe 1995, eventos donde se obtuvo una cantidad muy grande de registros sísmicos sobre diferentes condiciones de sitio. Unido a lo anterior, está el gran avance que se ha tenido en el campo del modelamiento numérico de respuesta dinámica del suelo, los cuales en suma contribuyeron a la actualización de los factores de sitio en códigos recientes, destacándose la función complementaria de ambos para los avances futuros.

En este capítulo nos ocuparemos del estudio de los factores de sitio –factor por el cual se modifica el espectro de diseño en roca para tomar en cuenta la influencia del tipo de suelo. Dichos factores son tomados en diversas formas por los códigos existentes en cada país. Se presenta una revisión de las metodologías propuestas en la actualidad para estimar los efectos de sitio sobre los movimientos sísmicos. También se hará una revisión de los factores de sitio en códigos recientes -haciendo referencia principalmente a las Recomendaciones para el Diseño Sísmico de Edificios Nuevos de la NEHRP (1997, 2000, 2004) y códigos como el UBC (1997) e IBC (2000, 2003)-, y las bases sobre las cuales han sido desarrollados. Finalmente, se presentarán resultados de algunos estudios de efectos de sitio en sismos recientes (Northridge 1995, Kobe 1995, Turquía 1999 y Chi Chi 1999), los cuales están sirviendo de base para una comprobación y futura actualización en los códigos actuales en el mundo; y junto a los resultados de sismos anteriores especialmente desde México 1985, constituyen una valiosa fuente de

información potencialmente útil en países sísmicos como el nuestro, con una variedad de condiciones geológicas y carencia de redes sísmicas.

## 4.2 FORMAS DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA Y CONDICIONES DE SITIO

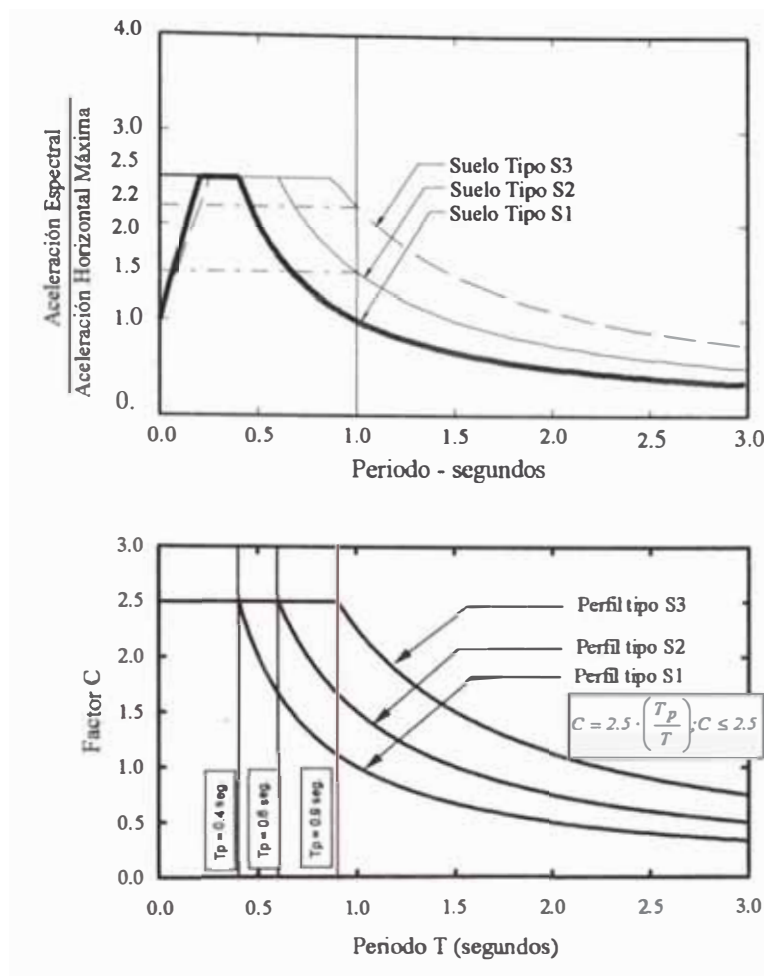
Reconociendo la importancia práctica de los espectros de diseño como herramienta fundamental en el diseño sísmico, se han desarrollado a través de los años formas espectrales estándares para diferentes condiciones de sitio, basadas en registros sísmicos de eventos representativos. Las primeras investigaciones al respecto carecían de un número suficiente de registros de sismos fuertes que permitiera asociar características espectrales especiales con aspectos particulares de registros sísmicos, diferenciándolos según sus efectos sísmicos locales y de distancia. Hayashi *et al.* (1971) y Kuribayashi *et al.* (1972) promediaron espectros de respuesta de aceleraciones normalizados basados en eventos representativos en Japón (un espectro de aceleraciones normalizado es obtenido dividiendo las ordenadas del espectro por la máxima aceleración del registro sísmico para el cual fue derivado el espectro o el valor del espectro en el período cero (Fig. 4.1)), concluyéndose la dependencia de las formas espectrales de las condiciones de sitio (Fig. 4.2a). Newmark *et al.* (1973) notaron que “para sitios que se consideren con significativa respuesta a movimientos de componentes con períodos mayores de 0.5 sec., las formas espectrales independientes de sitio no deberían ser utilizadas sin una adecuada modificación para las condiciones particulares de sitio para períodos largos”.

Seed *et al.* (1976a) basados en un análisis estadístico de las formas espectrales de 104 registros, obtenidos mayormente en el Oeste de los Estados Unidos, encontraron notables diferencias entre las formas espectrales, particularmente para períodos mayores de 0.4-0.5 seg.; observándose amplificaciones espectrales mucho más altas para depósitos de arcilla blanda a medianamente compacta y arena que en suelo rígido o roca (Fig. 4.2b). Las formas espectrales muestran dos características importantes: 1) son casi constantes e independientes de las condiciones de sitio en la zona de períodos cortos, y 2)

son diferentes en la zona de periodos largos ( $T > 0.5$  seg.) para cada condición de suelo. Basado en este estudio y otros similares (v. g. Morhaz, 1976), el proyecto ATC-3 (ATC, 1978) desarrolló formas espectrales simplificadas (Fig. 4. 3), las cuales sirvieron de base para el desarrollo de códigos posteriores a estos estudio (v. g. UBC 94).

Las diferencia en las formas espectrales para cada condición de sitio es considerada de diversas formas por los códigos de diseño sísmico: El Código Peruano E-030 considera una plataforma de valor constante de 2.5 en la zona de periodos cortos hasta un valor de periodo  $T_p$  correspondiente a cada tipo de suelo, para luego presentar una curva descendente de forma similar en todos los casos (Fig. 4.3b); por otra parte UBC 94 indicaba amplificar la zona de periodos largos del espectro normalizado en roca por factores  $S$  correspondientes a cada tipo de suelo limitándose las ordenadas de este a 2.4 (Fig. 4.3a).

Similar a los trabajos iniciales de Seed (1976a, 1982), estudios recientes basados en estudios empíricos de los sismos recientes y de análisis numérico de respuesta de sitio (Ej., Seed *et al.* 1994) presentan formas espectrales de similares características a las anteriores (Fig. 4.6), pero basadas en un sistema de clasificación de suelos más elaborado (Tabla. 4.1).



**Figura 4.3.** a) Formas espectrales (Factor C) en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030 (2003); b) Formas espectrales propuestas por el ATC 3 (1978) para perfiles de suelo tipos S1, S2 y S3 equivalentes en UBC 94. (Dobry *et al.*, 2000)

### 4.3 METODOLOGÍAS PARA EVALUAR LOS EFECTOS DE SITIO EN LA ACTUALIDAD

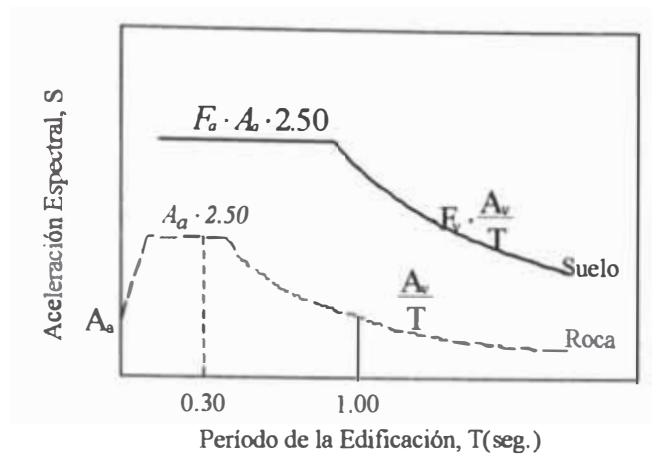
La vasta cantidad de registros obtenidos en eventos sísmicos recientes de gran magnitud ha permitido a través de numerosas investigaciones: el procesamiento de los mismos, su clasificación de acuerdo la condición de sitio donde se obtuvieron, y su posterior análisis estadístico; los cuales produjeron los coeficientes de sitio de códigos actuales y constituyen una herramienta fundamental en estudios recientes.

En vista de lo anterior, dos son las metodologías principales planteadas en la literatura reciente, a efectos de estimar los efectos de sitio sobre los movimientos sísmicos de diseño; teniéndose por un lado la metodología sugerida inicialmente por Seed & Idriss a fines de la década de los 70, que ha venido actualizándose hasta el presente (ver Seed *et al.*, 2001); mientras que por otro lado se tiene la metodología originalmente propuesta por Borchardt (1994).

#### 4.3.1 Metodología Propuesta por Borchardt

Borchardt (1992, 1994) presentó una nueva metodología para incorporar la respuesta de sitio en los códigos sísmicos, basada en un sistema que clasificaba a los suelos de acuerdo a las propiedades de sólo los 30 metros superiores del estrato. Dicha metodología considera directamente la amplificación del espectro de diseño en roca por dos coeficientes de sitio:  $F_a$ , en el rango de periodos cortos y  $F_v$ , en el rango de periodos largos (Fig. 4.4). Estos dos coeficientes de sitio dependen de la categoría de sitio y el nivel de aceleración máxima especificada en roca (típicamente obtenida de los mapas de peligro sísmico). Los factores,  $F_a$  y  $F_v$ , presentados por Borchardt (1994) se basan en estimaciones empíricas derivadas de registros del sismo de Loma Prieta en niveles de aceleración horizontal máxima en roca ( $PGA_{roca}$ ) de 0.1g. Los estudios de Borchardt más resultados de análisis teóricos para niveles de aceleración altos (Dobry *et al.*, 1994 y Seed *et al.*, 1992) fueron incorporados con pequeñas modificaciones en las Recomendaciones para el Diseño Sísmico de Edificios Nuevos de la NEHRP en 1994 y han servido de base para el desarrollo de códigos recientes como IBC (2000, 2003), UBC (1997).





**Figura 4.4.** Factores de Amplificación Espectral de sitio  $F_a$  y  $F_v$  incorporados en nuevos códigos sísmicos Estadounidenses,  $A_a$ : Nivel de peligro sísmico (Borcherdt, 1994).

#### 4.3.2 Metodología Propuesta por Seed y colaboradores.

Este procedimiento tiene su origen en trabajos desarrollados por Seed, Idriss y colaboradores en la década del 70 y que fue sintetizado en Seed e Idriss (1982). Aquí la evaluación del espectro de diseño consiste de tres pasos. Primero se halla la aceleración horizontal máxima ( $PGA_{roca}$ ) que ocurriría si el sitio a evaluar es roca, la cual se halla de los mapas de peligro sísmico. Ésta luego es modificada para hallar la aceleración máxima específica de sitio promedio estimada ( $PGA_{suelo}$ ) usando las relaciones ( $PGA_{suelo}/PGA_{roca}$ ) desarrolladas para diferentes condiciones de sitio (Ej. Fig. 4.5). Finalmente el espectro normalizado apropiado (Ej., Fig. 4.6) es escalado al valor de  $PGA_{suelo}$  ( $S_{a_{suelo}}$  en  $T=0$  segundos). Esta metodología ha sido actualizada con la inclusión de datos de sismos recientes de México 1985, Loma prieta 1989, y Northridge 1994 y resultados de análisis teóricos (Ej., Seed y Dickenson, 1994); obteniéndose nuevas relaciones  $PGA_{suelo}/PGA_{roca}$  y espectros normalizados, basados en una clasificación de sitio modificada (Ver figuras 4.5 y 4.6 y Tabla 4.1)

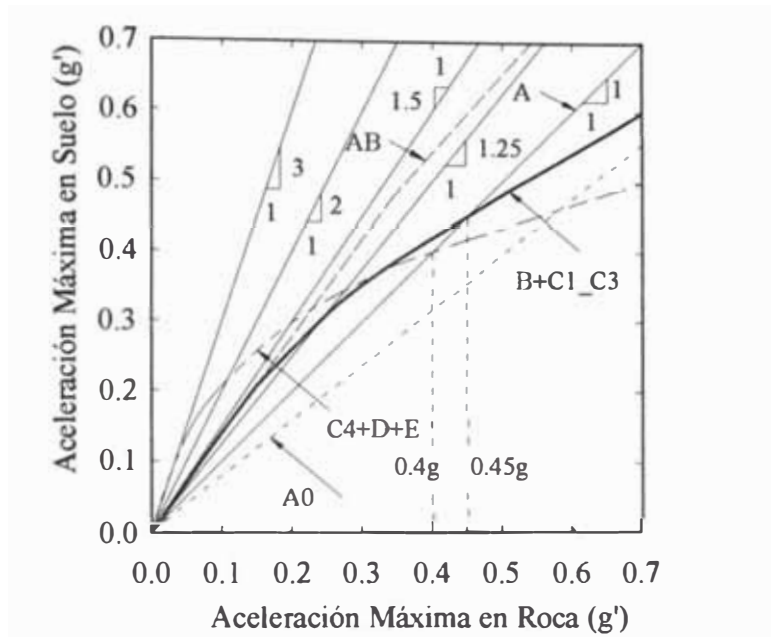


Figura 4.5. Aceleración Máxima en Suelo vs. Aceleración Máxima en Roca para diferentes Clases de Sitio propuestas por Dickenson y Seed en 1994 (Tomada de Chang *et al.*, 1997)

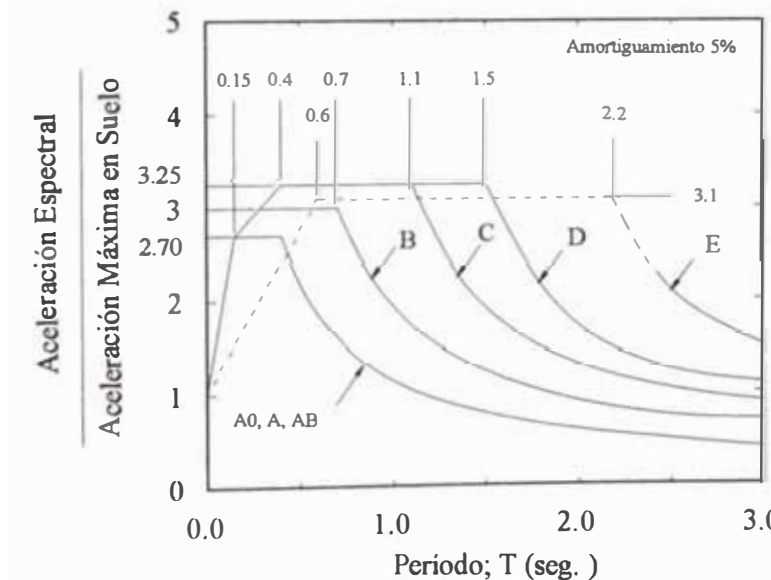


Figura 4.6. Espectros de Respuesta Elástica de Aceleraciones Normalizado para varias Clases de Sitio propuestas por Dickenson y Seed en 1994 (Tomada de Chang *et al.*, 1997)

## 4.4 AMPLIFICACIÓN DE LA ACELERACIÓN HORIZONTAL PICO

El estudio de la amplificación de la aceleración horizontal pico es importante porque permite el uso de cada uno de los espectros de respuesta normalizados desarrollados para diferentes condiciones de sitio, donde el parámetro de entrada sería la aceleración pico en roca o nivel de peligro sísmico esperado en algún sitio modificado por su respectivo nivel de amplificación para cada condición. Esto ha sido recientemente reafirmado por Seed *et al.* (2001) y Rodríguez Marek *et al.* (1999).

Desde el trabajo pionero de Idriss & Seed (1968), se ha venido evidenciando la dependencia de la amplificación de la aceleración pico de las condiciones de sitio y del nivel de aceleración en roca, y su disminución con el aumento de éste último. Sin embargo, esto no había venido considerándose por los códigos dada la reducida cantidad de registros o datos que corroboraran esta observación. En los últimos años la disponibilidad de numerosos registros obtenidos sobre diferentes condiciones de sitio, han permitido reconocer, aceptar e incorporar en los códigos de diseño coeficientes de sitio dependientes del nivel de peligro sísmico, especificado éste último normalmente como aceleración máxima esperada en roca para un periodo de retorno determinado.

### 4.4.1 Amplificación de la aceleración máxima en suelos blandos

Para propósitos de estimación de respuesta de sitio, los suelos blandos se refieren típicamente a depósitos de arcilla blanda o depósitos de suelos no cohesivos muy profundos (Seed *et al.*, 1994) o suelos con velocidades de onda de corte  $V_s$ , menores a 200 m/s (categoría E en IBC 2000, 2003).

H. B. Seed *et al.* (1976a), y más recientemente Idriss (1990, 1991) estudiaron la relación entre la aceleración pico registrada sobre suelo y la que se obtendría en un afloramiento de roca cercano. Seed *et al.* disponían de registros mayormente ubicados sobre suelo rígido y encontraron pequeñas diferencias entre suelo y

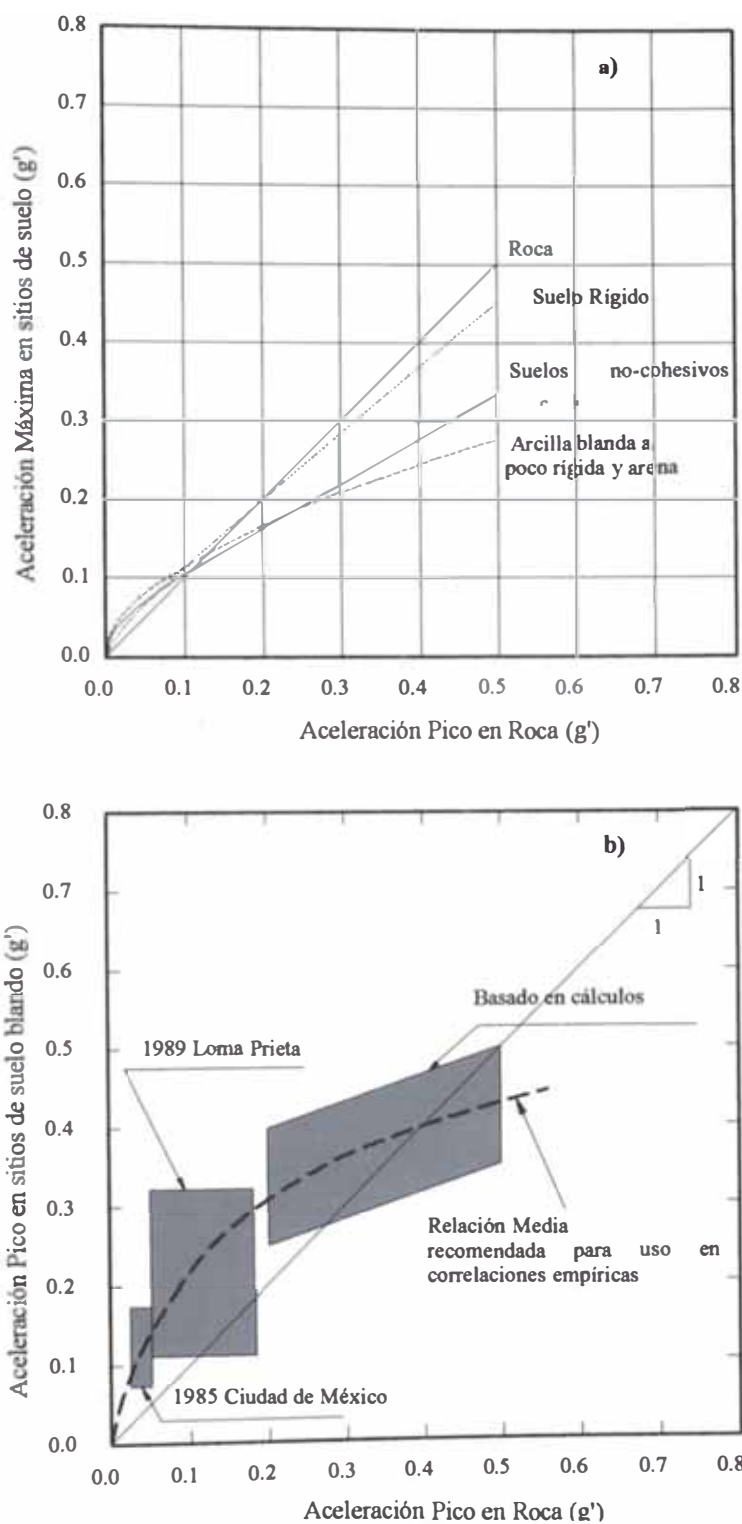
roca (Fig. 4.7a) (hecho que se reflejaba en códigos de los Estados Unidos (v. g., UBC 94), en los que no se consideraba el efecto de amplificación de la aceleración pico). Este trabajo puso ya en evidencia la tendencia a la disminución de la amplificación ( $PGA_{suelo}/PGA_{roca}$ ) con el aumento de  $PGA_{roca}$ . Los datos en este estudio no incluyeron sitios de arcilla blanda y la correspondiente curva presentada es como indicaron sus autores basándose en su experiencia y en consideraciones únicamente teóricas. Similarmente, los valores de todas las curvas para  $PGA_{roca} > 0.3g$  son extrapolaciones. Por otra parte, la Fig. 4.7b muestra la curva de amplificación desarrollada más recientemente por Idriss (1990, 1991) para suelos blandos. Para valores de  $PGA_{roca}$  bajos, la curva está basada en registros obtenidos en sitios distantes durante los terremotos de Ciudad de México 1985 y Loma Prieta 1989. Se usaron los resultados del análisis de modelos numéricos para extrapolar la curva para aceleraciones altas en roca (0.25g a 0.4g). Con  $PGA_{roca}$  del orden de 0.05g a 0.1g, las correspondientes  $PGA_{suelo-blando}$  son del orden de 1.4 a 4 veces mayores que  $PGA_{roca}$ , el factor de amplificación ( $PGA_{suelo-blando}/PGA_{roca}$ ) decrece con el incremento de la aceleración en roca, llegando a ser aproximadamente igual a 1 para una aceleración pico en roca de 0.4g, con tendencia a la deamplificación para valores de  $PGA_{roca}$  mayores. Lo anterior está directamente relacionado al comportamiento esfuerzo-deformación no-lineal del suelo (Dobry *et al*, 2000). La curva de la Figura 4.7b puede ser aplicada como una primera aproximación a cualquier magnitud sísmica de interés en ingeniería (Idriss, 1991).

R. B. Seed y Dickenson (1994) estudiaron la respuesta dinámica de depósitos de arcillas blandas; 10 sitios de suelos blandos y profundos sacudidos durante el sismo de Loma Prieta 1989 fueron estudiados mediante análisis numérico de respuesta de sitio uni-dimensional lineal equivalente y no-lineal. Luego se desarrollaron perfiles calibrados de los 10 sitios, los cuales fueron sometidos a un conjunto de movimientos de entrada de varios niveles (variando  $PGA_{roca}$ , magnitud y contenido de frecuencias), además de realizar análisis teóricos adicionales de perfiles de suelo blando generalizados (Fig. 4.8). Estos autores combinaron estos resultados con los obtenidos para otras condiciones de sitio (basados en el sistema de clasificación propuesto inicialmente por Seed *et al.*, en 1991, ver Tabla 4.1) y produjeron curvas promedio  $PGA_{suelo}$  vs.  $PGA_{roca}$  (Fig. 4.5),

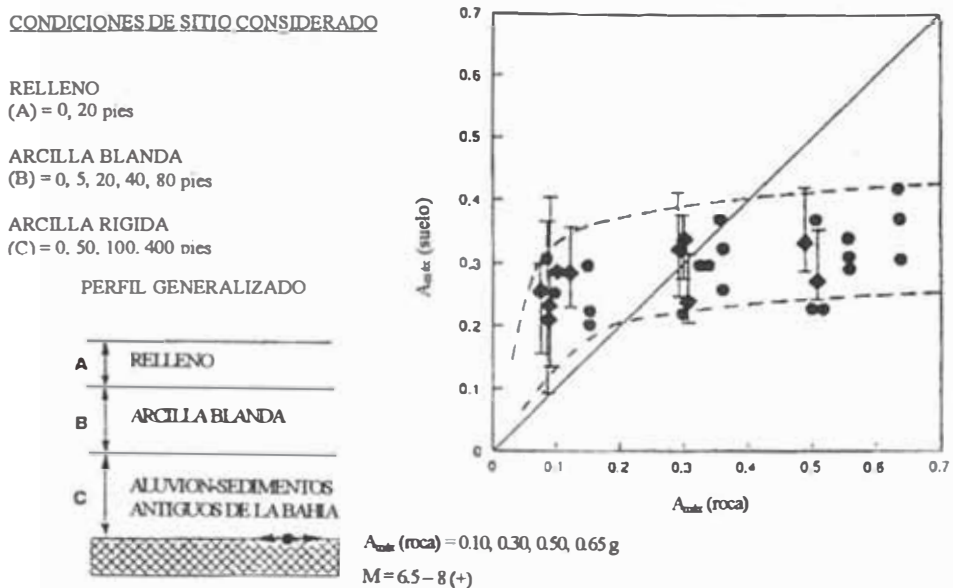
donde se observa la curva para suelos blandos (C4+D+F), con características similares a la de Idriss (1990, 1991).

El sismo de Hanshin-Kobe 1995, produjo por primera vez una cantidad apreciable de registros sobre varias condiciones de sitio cercanos a la fuente de un evento sísmico destructivo –  $PGA_{roca} > 0.2g$  – para varias condiciones de sitio (Dobry *et al.*, 2000). Esto permitirá la verificación de los factores de amplificación en niveles altos de  $PGA_{roca}$  y por lo tanto la observación directa de la significativa no-linealidad de los suelos blandos. Borchardt (1997) presentó resultados de este sismo que, aunque preliminares, permiten observar directamente la característica disminución de la amplificación en suelos blandos para niveles de aceleración altos. Yoshida y Iai (1998) hicieron una comparación similar a la de Idriss (1990) basados en datos empíricos del sismo de Kobe de 1995 (Fig. 4.9), donde también se muestra comparaciones de registros en suelo blando versus registros en roca durante el sismo de Loma Prieta obtenidas por Sugito (1990), notándose la característica tendencia a la deamplificación. Los datos de Yoshida y Iai (1998) más los de Fukumoto y Fujiwara (2000) obtenidos en Kobe presentan una curva promedio casi idéntica a las obtenidas por Idriss (1990, 1991) y R. B. Seed y Dickenson (1994), ver Fig. 4.9, mostrándose en la mayoría de casos amplificaciones importantes para niveles de  $PGA_{roca}$  bajos (alrededor de 0.1g) y deamplificaciones para  $PGA_{roca} > 0.4g$ .

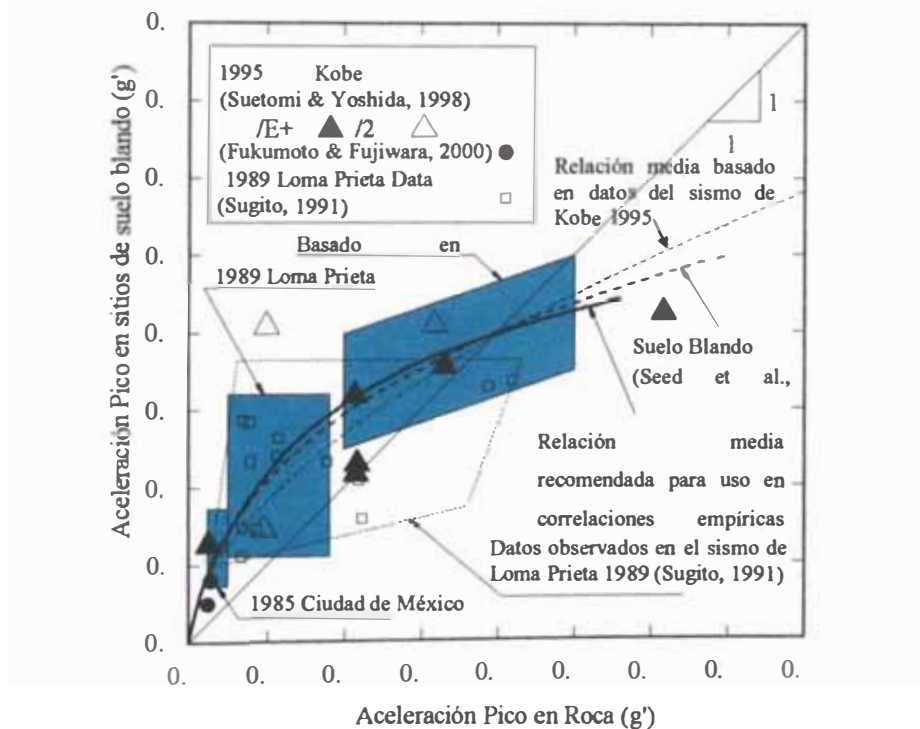
Unido a la ventaja de disponer de registros de  $PGA_{roca}$  altos, aparece también la dificultad que en esos eventos de gran magnitud (e.g. Kobe 1995), estas aceleraciones aparecieron en zonas cercanas o muy cercanas a la fuente, haciendo difícil discernir sobre los efectos de sitio propiamente dichos entre varios efectos de fuente presentes. Esto hace que en el presente no se tengan conclusiones aún bien definidas, lo cual ha sido remarcado por diversos investigadores (Dobry *et al.*, 1999; Ejiri *et al.*, 96).



**Figura 4.7.** (a) Relación Aproximada entre Aceleraciones Máximas en roca y otras condiciones locales de sitio; (Seed H. B. *et al.*, 1976a); (b) Relación Aproximada entre Aceleraciones Pico en roca y sitios de suelos blandos. (Idriss, 1990, 1991)



**Figura 4.8.** Relaciones entre *PGA* en roca y suelo para el Lodo de la Bahía de San Francisco obtenidas de simulaciones de respuesta numérica en suelos blandos (R. B. Seed *et al.* 1992.).



**Figura 4.9.** Amplificación en suelos blandos. Modificado de Idriss (1990) adicionando estudios de los sismos de Loma Prieta 1989 (Sugito, 1991; Seed *et al.*, 2001) y Kobe 1995 (Suetomi & Yoshida, 1998; Fukumoto & Fujiwara, 2000).



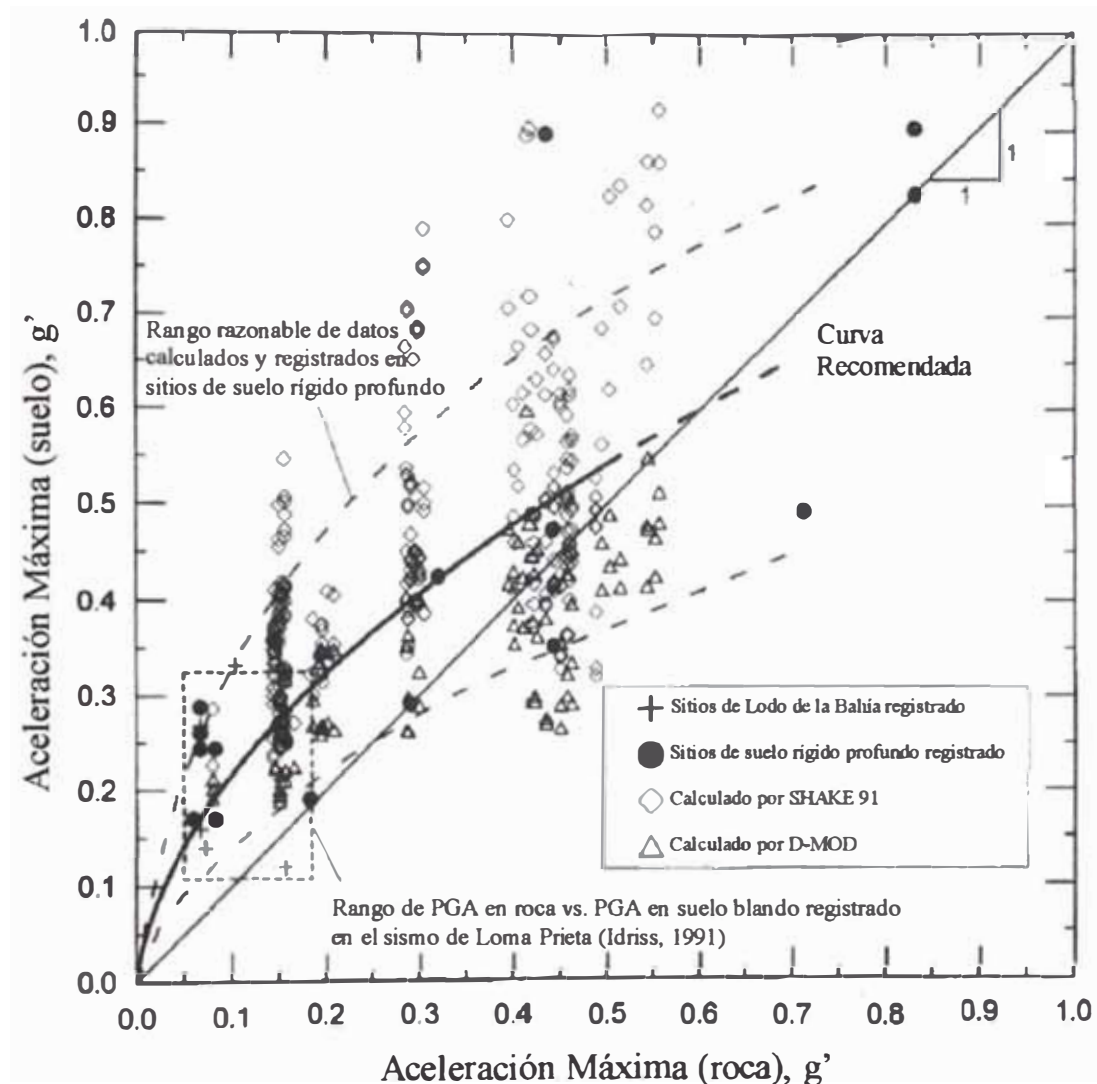
#### 4.4.2 Amplificación de la aceleración máxima en suelos intermedios o rígidos.

Chang *et al.* (1997) realizaron estudios para sitios de suelo rígido profundo – suelos C3 en la Tabla 4.1– con el fin de desarrollar recomendaciones para los códigos de diseño sísmico en este tipo de suelos, similar a lo hecho por R. B. Seed y Dickenson (1994). Modelos de respuesta de sitio calibrados de tres lugares de suelos rígido profundo instrumentados en el área de Los Ángeles fueron desarrollados usando el programa de análisis lineal equivalente uni dimensional SHAKE 91, y el programa de análisis no lineal unidimensional, D-MOD. Los modelos fueron desarrollados usando variaciones en las propiedades del suelo, propiedades dinámicas, y acelerogramas de entrada. Estos últimos incluyen acelerogramas registrados y sintéticos. Las potencias de los estratos de suelo en estos sitios variaban entre 90 a 180 metros. Los modelos de sitio calibrados fueron sometidos a un conjunto de escenarios sísmicos representando niveles de aceleración entre 0.15g a 0.53g. Los acelerogramas de entrada incluyen los obtenidos en afloramientos cercanos durante el sismo de Northridge, registros de sismos históricos y registros sintéticos generados para este sismo. Los resultados de los análisis usando los modelos calibrados y resultados empíricos obtenidos en el sismo de Northridge, además de resultados de un estudio similar para este tipo de suelo durante el sismo de Loma Prieta por Chang, S. W. & Bray, J. D., (1995) fueron usados para desarrollar una nueva relación de  $PGA_{roca}$  vs.  $PGA_{suelo}$  para este tipo de suelo C3 (Fig. 4.10). Los resultados de este estudio difieren de los obtenidos por Seed y Dickenson (1994), encontrándose que los sitios de suelo rígido profundo exhiben un menor grado de no-linealidad, con amplificaciones ( $PGA_{suelo}/PGA_{roca}$ ) iguales a uno para  $PGA_{roca}$  igual a 0.6g a diferencia del 0.45g obtenido por Seed y Dickenson en 1992.

Borcherdt & Fumal (2000) presentaron resultados preliminares de la dependencia de la amplificación del nivel de aceleración pico en roca, a partir de correlaciones empíricas de registros en suelo del terremoto de Northridge con respecto a estaciones cercanas ubicadas en roca, para tipos de suelos C y D en IBC 2003 Fig. 4.11). La relación ( $PGA_{suelo}/PGA_{roca}$ ) en ambos casos presenta una



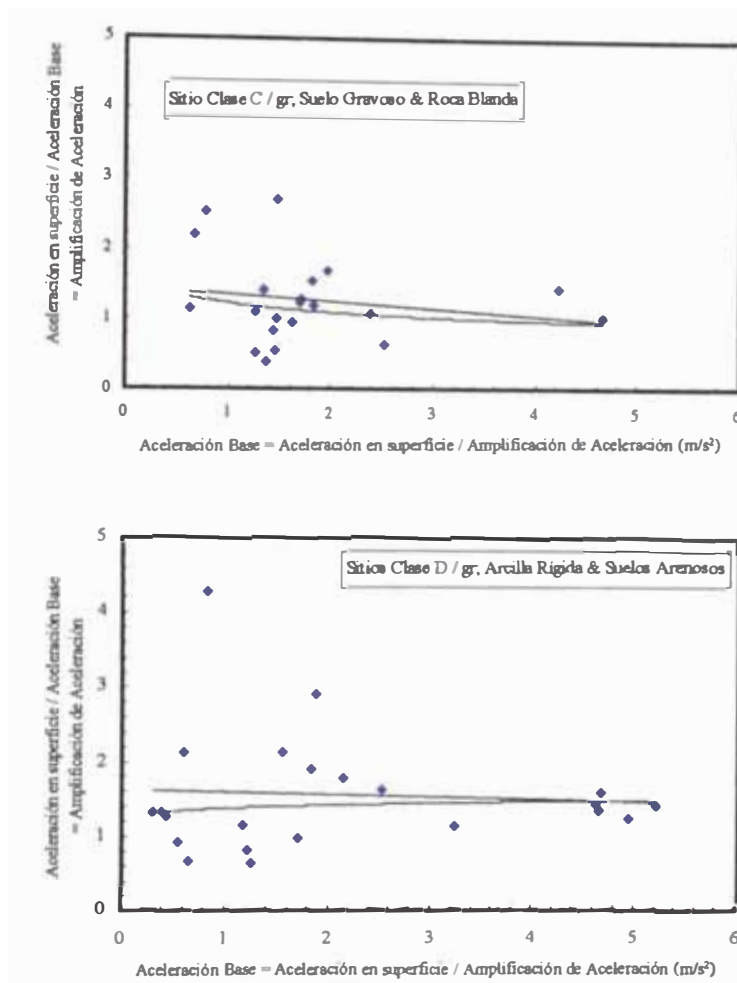
ligera tendencia a la disminución para un incremento de  $PGA_{roca}$ . Al igual que Chang *et al.* (1997) presenta amplificaciones apreciables para  $PGA_{roca} \approx 0.4g$ .



**Figura 4.10.** Relación entre la aceleración horizontal pico en roca y suelos rígidos profundos, basado en datos empíricos de los sismos de Loma Prieta y Northridge y cálculos usando métodos de cálculo de respuesta de sitio Lineal-Equivalente y No-lineal (Chang *et al.*, 1997).

En la Figura 4.12 se presentan comparaciones de relaciones ( $PGA_{suelo}/PGA_{roca}$ ) obtenidas en diversas investigaciones para suelos intermedios. Los resultados de Borchardt (2000) concuerdan con los resultados de Chang *et al.* (1996), ambos se basan sólo en datos empíricos del sismo de Northridge 1994. Los resultados de Chang *et al.* (1997, 1998) sí muestran discrepancias con Borchardt

(2000) mostrando una tendencia a la deamplificación más notoria; esto, según sus autores, puede ser consecuencia de inclusión de la combinación de datos de Loma Prieta y Northridge.



**Figura 4.11.** Amplificación de la aceleración pico versus “aceleración base” o aceleración pico en roca obtenidos del sismo de Northridge para clases de suelo de IBC 2000 C (a) y D (b). Curvas de regresión lineal y exponencial son mostradas (Borcherdt y Fumal, 2000).

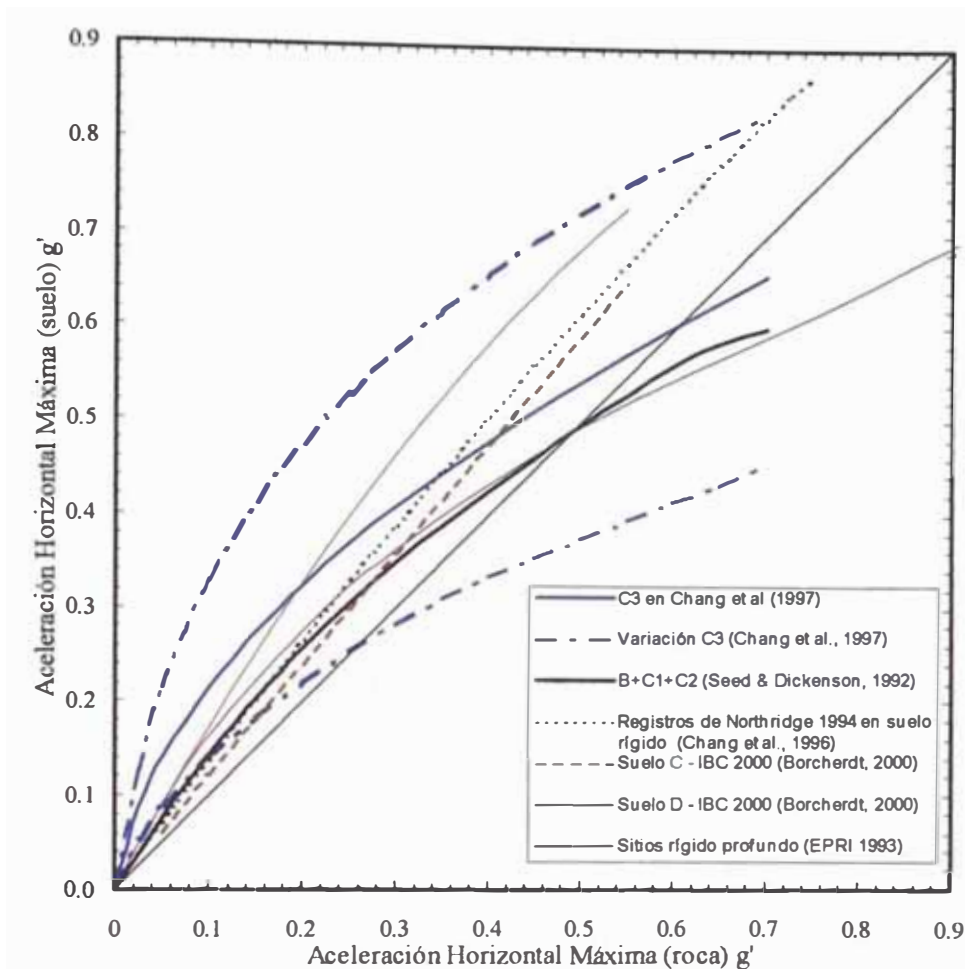


Figura 4.12. Amplificación de la aceleración pico para condiciones de suelo intermedio obtenida por diversos autores.

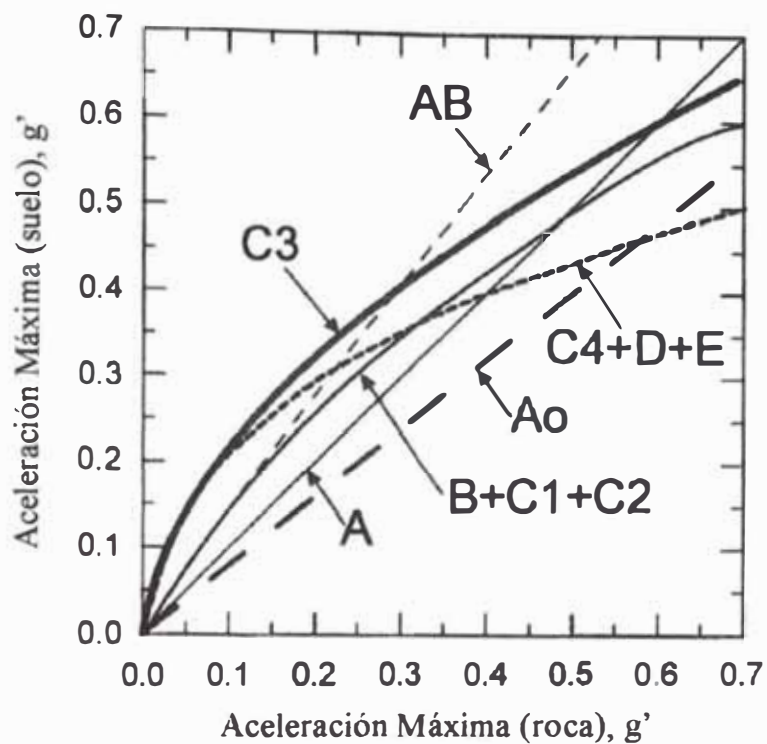
#### 4.4.3 Resultados de estudios recientes.

Seed *et al.* (2001) muestran curvas de amplificación de la aceleración pico para cada tipo de suelo (Fig. 4.13), basados en su sistema de clasificación propuesto (Tabla 4.1), similar al sistema de clasificación de IBC 2000 o NEHRP 2000 pero más detallado que estos últimos. Las curvas se basan en resultados de estudios dirigidos por R. B. Seed en los últimos 10 años, en datos disponibles de sismos recientes (Loma Prieta 1989 y Northridge 1994) y otros sismos pasados, resultados de extensos análisis numéricos de respuesta de sitio y en la

experiencia de los autores. Se observa claramente la amplificación todavía manifiesta para los casos de suelo intermedio (suelos C y D en IBC 2000 o C3 y B+C1+C2 según la clasificación propuesta por Seed *et al.* 2001) para niveles altos de aceleración pico en roca  $PGA_{roca} > 0.4g$ , mientras que en el caso de suelos blandos, las amplificaciones promedio son concordantes a las observadas en estudios anteriores con un valor aproximado de 1 para  $PGA_{roca} = 0.4g$  y la subsiguiente deamplificación, similar a lo hallado por Idriss (1990, 1991). Idriss & Abrahamson (2000) para el sismo de Chi-Chi 1999 reportaron deamplificaciones mayores a las obtenidas en estudios anteriores.

#### 4.4.4 Dispersiones en las relaciones $PGA_{roca}$ vs. $PGA_{suelo}$ .

Seed *et al.* (2001), Yoshida y Iai (1998) advierten sobre el uso de curvas de amplificación de la aceleración pico (Fig. 4.13), e indican que éstas sólo pretenden dar una idea de la tendencia general de la amplificación, representando únicamente valores promedio de amplificación resultante del agrupamiento promedio de sitios de suelo similares, mas no iguales; por lo tanto, debe entenderse que en general esta relaciones presentan en algunos casos grandes dispersiones (Ver Fig. 4.10), donde los resultados obtenidos por análisis lineal equivalente (SHAKE 91) presentan una mayor dispersión, incluso mayor al rango recomendado en la figura. Por otro lado, con un análisis no-lineal se obtienen resultados razonablemente dentro del rango recomendado. Lo anterior tiene que ver con el hecho que el análisis lineal equivalente produce amplificaciones exageradas para niveles altos de aceleración a diferencia de los análisis no-lineal, que presenta una mayor concordancia con lo obtenido de medidas directas (Yoshida & Iai, 1998). Seed *et al.* (2001) dan algunas recomendaciones para tomar en cuenta estas variaciones, y sugieren multiplicar los valores promedio de las curvas presentadas en la Fig. 4.13 por 1.3, a fin de tomar en cuenta la dispersión inherente de estas relaciones.



**Figura 4.13.** Amplificación de la aceleración horizontal pico para diferentes clases de sitio según el sistema de clasificación propuesto en Seed *et al.* (2001).

**Tabla 4.2.** Factores de Amplificación para varias condiciones de sitio. (Seed, *et al.*, 2001)

PGA <sub>roca</sub> g'	Amplificación = PGA <sub>suelo</sub> /PGA <sub>roca</sub>		
	B + C1 + C2	C3	C4 + D + E
0.03	1.50	3.56	3.56
0.05	1.49	2.80	2.79
<b>0.10</b>	<b>1.43</b>	<b>2.14</b>	<b>2.07</b>
0.15	1.35	1.83	1.70
<b>0.20</b>	<b>1.29</b>	<b>1.62</b>	<b>1.47</b>
0.25	1.22	1.47	1.30
<b>0.30</b>	<b>1.16</b>	<b>1.36</b>	<b>1.18</b>
0.35	1.11	1.27	1.08
<b>0.40</b>	<b>1.06</b>	<b>1.20</b>	<b>1.00</b>
0.45	1.03	1.14	0.93
<b>0.50</b>	<b>0.99</b>	<b>1.09</b>	<b>0.87</b>
0.55	0.96	1.04	0.83
<b>0.60</b>	<b>0.93</b>	<b>1.00</b>	<b>0.79</b>
0.65	0.90	0.97	0.75
0.70	0.86	0.94	0.72

## 4.5 DISPOSICIONES DE CÓDIGOS ACTUALES PARA EFECTOS DE SITIO.

Se presenta un resumen de las disposiciones indicadas en los códigos recientes para incorporar los efectos de sitio en el diseño estructural. También se revisarán los antecedentes y procedimientos seguidos hasta la adopción de los nuevos factores de sitio en los códigos de diseño actuales como NEHRP (2000, 2004) y IBC (2000, 2003).

### 4.5.1 Recomendaciones para el Diseño Sísmico de Edificios Nuevos de la NEHRP (2000,2004)

Estas recomendaciones fueron preparadas por el Building Seismic Safety Council (BSSC) para el Federal Emergency Management Agency (FEMA). Estas recomendaciones están actualmente en su séptima edición (FEMA 450), y frecuentemente sirven de base para la actualización de códigos recientes como UBC (1997), IBC (2000, 2003), códigos en los cuales son incorporadas mediante cambios menores como es el caso de la sección correspondiente a la especificación de factores de sitio. Las disposiciones de NEHRP tienen como propósito garantizar la seguridad de las vidas humanas después de un sismo severo.

FEMA 450 contiene seis clases de sitio (Tabla 4.4). La clasificación de sitio es muy similar a la desarrollada por Borchardt (1994), y está principalmente basada en la velocidad de onda de corte promedio en los 30 metros superiores del perfil del sitio, y viene dado por la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{30}{\sum (h/V_s)} \quad (1)$$

donde  $h$  y  $V_s$  son el espesor y la velocidad de onda de corte de cada uno de los estratos que conforman el perfil dentro de los 30 metros superiores.

Para clasificar el sitio: 1) Verificar las cuatro categorías indicadas en la clasificación de sitio F; si el sitio corresponde a cualquiera de esas categorías, clasificar el sitio como F y entonces se requerirá realizar una evaluación específica de sitio. 2) Verificar la existencia de un espesor total de arcilla blanda  $> 10$  ft (3 m), donde un estrato de arcilla blanda es definido por:  $S_u < 500$  psf (25 kPa),  $w \geq 40$  %, e  $IP > 20$ . Si se satisfacen esos criterios, clasificar el sitio como E. 3) Clasificar el sitio usando uno de los siguiente tres métodos con  $V_s$ ,  $N$ , ó  $S_u$ . En todos los casos, calcular estos parámetros en forma similar a la definición de  $\bar{V}_s$  dada anteriormente.

Para los tipos de suelos A – E se siguen los siguientes pasos para determinar el espectro de respuesta elástico:

A partir de mapas se determina la aceleración de respuesta espectral del sismo máximo considerado en periodos cortos,  $S_s$ , y en 1 segundo,  $S_1$ , y serán modificados para considerar los diferentes clases de sitio usando los factores de sitio (Tabla 4.4). Los valores de  $S_s$  y  $S_1$  son iguales a:  $S_s = 2.5 \cdot A_{m\acute{a}x}$  y  $S_1 = A_{m\acute{a}x}$

La aceleración de respuesta espectral del sismo máximo considerado para periodos cortos,  $S_{MS}$ , y en 1 segundo,  $S_{M1}$ , modificado para cada clase de sitio, será determinada por las ecuaciones 2 y 3, respectivamente:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (2)$$

y

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (3)$$

La aceleración de respuesta espectral de diseño en periodos cortos,  $S_{DS}$ , y en 1 segundo de periodo,  $S_{D1}$ , será determinada por:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} \quad (4)$$

y

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} \quad (5)$$

La curva del espectro de respuesta de aceleraciones de diseño será desarrollada como se indica en la Figura 4.14 y como sigue:



$$S_a = 0.6 \cdot \frac{S_{DS}}{T_o} \cdot T + 0.4 \cdot S_{DS} \quad 0 \leq T \leq T_o \quad (6)$$

$$S_a = S_{DS} \quad T_o \leq T \leq T_s \quad (7)$$

$$S_a = \frac{S_{DI}}{T} \quad T \geq T_s \quad (8)$$

donde:

$T$  = periodo fundamental de la estructura (seg.),

$T_o = 0.2 \cdot S_{DI} / S_{DS}$ , y  $T_s = S_{DI} / S_{DS}$ .

**Tabla 4.3.** Categorías de sitio en el código de diseño sísmico IBC 2000, UBC 1997, incluyendo correspondencia aproximada con categorías de sitio de UBC 94 (Dobry *et al.*, 2000)

UBC 94'	CLASE DE SITIO	NOMBRE DEL PERFIL DE SUELO	PROPIEDADES PROMEDIO EN 30 m SUPERIORES		
			Velocidad de onda de corte de suelo	Resistencia a penetración standard	Resistencia cortante no drenada
			$\bar{V}_s$ (m / s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (psf)
S1	A	Roca dura	$\bar{V}_s \geq 1500$	No aplicable	No aplicable
	B	Roca	$760 < \bar{V}_s \leq 1500$	No aplicable	No aplicable
	C	Suelo muy denso y roca blanda	$360 < \bar{V}_s \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u > 2000$
S2	D	Perfil de suelo rigido	$200 < \bar{V}_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$1000 \leq \bar{S}_u \leq 2000$
S3	E	Perfil de suelo blando	$\bar{V}_s \leq 200$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 1000$
	E	-	Cualquier perfil de suelo con mas de 3 metros de suelo que tenga las siguientes características: 1. Índice de Plasticidad $IP > 20$ ; 2. Contenido de humedad $w \geq 40\%$ 3. Resistencia cortante no drenada $\bar{S}_{ut} < 500$ psf		
S4	F	-	Cualquier perfil de suelo de suelo que tenga las una o mas de las siguientes características: 1. Suelos vulnerables a falla potencial o colapso bajo cargas sísmicas tales como suelos licuables, arcilla altamente sensitivas, suelos colapsables pobremente cementados 2. Turbas y/o arcillas altamente organicas con $H > 3$ metros, donde H = espesor de suelo. 3. Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7 m, con un indice de plasticidad $IP > 75$ ) 4. Arcillas blandas o poco rígidas muy profundas (H > 40 m)		

SI: 1 pie = 304.8 mm, 1 pie cuadrado = 0.0929 m<sup>2</sup>, 1 Libra por pie cuadrado = 0.0479 kPa.



**Tabla 4.4.** Coeficientes de sitio en periodos cortos ( $F_a$ ) y largos ( $F_v$ ) como función de las condiciones de sitio y el nivel de aceleración máxima especificado en códigos recientes: IBC 2000, UBC 97. (Dobry *et al.*, 2000)

(a) COEFICIENTES DE SITIO EN PERIODO CORTO  $F_a$

CLASE DE SITIO	ACELERACIÓN EN ROCA EN PERIODO CORTO				
	$Z \leq 0.1$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$	$Z \geq 0.5$
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.20	1.20	1.10	1.00	1.00
D	1.60	1.40	1.20	1.10	1.00
E	2.5	1.7	1.2	0.9	Nota b
F	Nota b	Nota b	Nota b	Nota b	Nota b

a. Usar interpolación lineal para valores intermedios de aceleración en roca

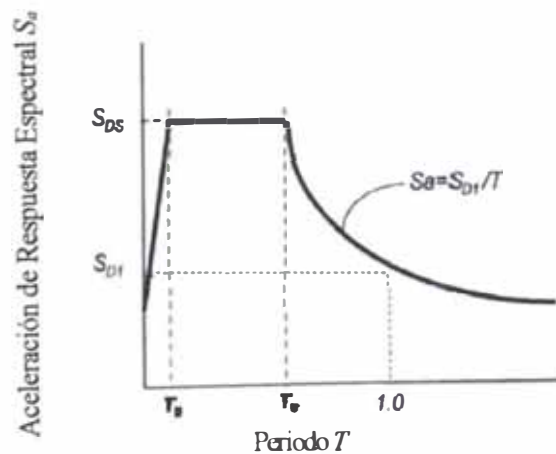
b. Deberá realizarse análisis de respuesta de suelo dinámica e investigación geotécnica específica de sitio para determinar valores apropiados.

(b) COEFICIENTE DE SITIO EN PERIODO LARGO  $F_v$

CLASE DE SITIO	ACELERACIÓN EN ROCA EN PERIODO LARGO				
	$Z \leq 0.1$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$	$Z \geq 0.5$
A	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.70	1.60	1.50	1.40	1.30
D	2.40	2.00	1.80	1.60	1.50
E	3.50	3.20	2.80	2.40	Nota b
F	Nota b	Nota b	Nota b	Nota b	Nota b

a. Usar interpolación lineal para valores intermedios de aceleración en roca

b. Deberá realizarse análisis de respuesta de suelo dinámica e investigación geotécnica específica de sitio para determinar valores apropiados.



**Figura 4.14.** Espectro de respuesta de Diseño. (IBC, 2000, 2003)

#### 4.5.2 Desarrollo de Coeficientes de Sitio Actuales

Las formas de espectros de respuesta simplificadas (Fig. 4.2) desarrolladas por el ATC 3 (*Applied Technology Council*, 1978), fueron más tarde incorporadas dentro del Uniform Building Code. Los Cocientes de Espectro de Respuesta (*RRS*) (Fig. 4.3) con relación a roca o suelo rígido de poca profundidad fueron aproximadamente igual a 1.5 para suelos tipo S2 (estrato profundo de suelo firme) y 2.2 para suelos tipo S3 (suelos blandos de 20 a 40 pies de profundidad). Estas formas espectrales simplificadas fueron cambiadas en la rama de períodos largos de una declinación de  $1/T$  a una más plana de  $1/T^{2/3}$ . Este cambio fue acompañado de una reducción en los factores de sitio así como de la multiplicación de las curvas por un factor de 1.20 (NEHRP Provisions) y 1.25 (UBC 94). En consecuencia, los factores de sitio originalmente desarrollados por ATC 3 de aproximadamente 2.2 y 1.5 fueron reducidos a 1.50 y 1.20 respectivamente. Estos valores y la inclusión de un cuarto tipo de suelo S4 (depósitos profundos de arcilla blandas) eran parte de códigos previos a 1994 en los Estados Unidos (Tabla 4.5). Esta inclusión fue hecha entre 1988 y 1994 (BSSC) en respuesta a las grandes amplificaciones observadas en la zona de períodos largos observadas en el terremoto de México (Dobry *et al.*, 2000).

La reducción con  $1/T$  es más típica de la estadística de sus actuales espectros de movimientos sísmicos. Por lo tanto, en las Recomendaciones de Diseño Sísmico de Edificios Nuevos NEHRP (1994, 1997) y UBC 1997 se ha eliminado el cambio en la reducción con  $1/T^{2/3}$  en la zona de períodos largos y el factor de 1.2; es decir, la reducción en la zona de períodos largos vuelve a su forma original  $1/T$  en roca y suelo. En la Figura 4.14 se muestra la forma actual de la forma del espectro de respuesta base (NEHRP 97, UBC 97, IBC 2000).

El espectro en suelo es calculado en IBC 2000 usando dos factores de sitio  $F_a$  (el cual amplifica la zona de períodos cortos del espectro sobre roca, en las proximidades de  $T = 0.2$  sec.) y  $F_v$  (el cual amplifica la zona de períodos largos arriba de aproximadamente  $T = 1$  sec.). Los valores actuales  $F_a$  y  $F_v$  en IBC 2000 son el resultado de estudios empíricos de movimientos registrados y análisis numérico de respuesta de sitio. La evidencia empírica se basa en registros

obtenidos en el terremoto de Loma Prieta 1989 con  $PGA_{roca} \approx 0.1g$  (Borcherdt, 1994; NEHRP, 1994, 1997) y no se disponían de registros con valores de  $PGA_{roca}$  altos. Los Factores de Amplificación en niveles altos de  $PGA_{roca}$  se basaron en resultados de laboratorio y modelamiento numérico (Seed y Dickenson, 1994; Dobry *et al.*, 1994).

Los valores de  $F_a$  indicados en la Tabla 4.4 representan valores medios, mientras los correspondientes a  $F_v$  representan valores medios más una desviación estándar. La elección de la media más una desviación estándar para  $F_v$ , fue hecha para proporcionar una mejor predicción de las amplificaciones ocurridas en este rango de periodos, aunque estos valores siguen siendo menores a los valores medios presentes cerca al periodo de sitio (G. R. Martin y R. Dobry, 1994).

**Tabla 4.5.** Tipos de perfil de suelo y factores de sitio para el calculo de fuerza lateral indicado en los códigos sísmicos previos a las provisiones NEHRP 1994 (Dobry *et al.*, 2000)

Tipo de perfil de suelo	Descripción	Coefficiente de Sitio S
S1	Perfil de suelo con (1) roca de cualquier característica, con una velocidad de onda de corte mayor a 760 m/s ó (2) condiciones de suelo rígida donde la profundidad del suelo es menor que 60 m y los tipos de suelo sobre la roca son depositos de arena, gravas, o arcillas rígidas.	1.00
S2	Un perfil de suelo con condiciones de arcilla rígida o suelos no cohesivos profundos, donde la profundidad del suelo exceda los 60 metros y los tipos de suelo sobre la roca son depositos de arena, gravas, o arcillas rígidas.	1.20
S3	Un perfil de suelo conteniendo 6 a 12 metros de espesor de arcilla poco rígidas a blandas con o sin estratos intermedios de suelos no cohesivos.	1.50
S4	Un perfil de suelo caracterizado por una velocidad de onda de corte menor a 180 m/s conteniendo mas de 12 metros de arcillas blandas o limos.	2.00

#### 4.5.2.1 Factores de Amplificación Espectral Inferidos de datos del Sismo de Loma Prieta.

Los Factores de amplificación espectral horizontal promedio derivados de los registros de Loma Prieta con respecto a roca firme para bandas de periodos cortos (0.1 – 0.5 seg.), periodo-intermedio (0.5 – 1.5 seg.), periodo medio (0.4 – 2.0 seg.), y periodo largo (1.5 – 4.0 seg.) son mostradas en escala logarítmica en

la Fig. 4.15 como función de la velocidad de onda de corte media. Estos factores son válidos para valores de  $PGA_{roca}$  menores a 0.1g. Las curvas de regresión obtenidas en la Fig. 4.15 son concordantes con resultados de otros estudios de modelamiento numérico (Seed *et al.*, 1992), y son consistentes con la teoría de amplificación clásica, implicando, por ejemplo, una mayor amplificación promedio para sitios de velocidades de onda de corte promedio bajas. En otras palabras una mayor relación de impedancia  $IR$ . Esto último se cumple porque se tiene niveles de aceleración baja  $PGA_{roca} \approx 0.1g$ , donde las no-linealidades en el suelo son poco significativas, comportándose el suelo de forma casi lineal, razón por la cual se observa la buena concordancia con la teoría de amplificación. Estos valores son consistentes con correlaciones observadas entre amplificación y velocidad de onda de corte para arcillas blandas en ciudad de México (Dobry *et al.*, 2000).

La Figura 4.16 muestra en escala lineal las curvas de regresión mostradas en la Figura 4.15, observándose que el aumento en la amplificación con la disminución de la velocidad de onda de corte es bastante menor para la región de periodos cortos que para la región de periodos intermedios, medios y largos; mostrando para estos últimos, niveles de amplificación muy similares. En consecuencia, Borchardt (1994) concluyó que un factor de periodo corto (0.1 – 0.5 s) y un factor de periodo medio (0.4 – 2 s) son suficientes para caracterizar la respuesta de las condiciones locales de sitio. Los factores de amplificación actuales,  $F_a$  y  $F_v$ , son calculados en esta banda de periodos. Las correspondientes curvas de regresión para las bandas de periodos corta e intermedia proporcionan una estimación empírica de los factores de amplificación de sitio,  $F_a$  y  $F_v$ , para niveles de  $PGA_{roca}$  menores a 0.1g. Estas curvas son descritas por las ecuaciones:

$$F_a = \left(997 \text{ m/s} / V_s\right)^{0.36} \quad (9)$$

$$F_v = \left(1067 \text{ m/s} / V_s\right)^{0.64} \quad (10)$$

donde  $V_s$  es la velocidad de onda de corte promedio en los 30 metros superiores. Las ecs. (9) y (10) sugieren que los factores de amplificación son

función de la relación de impedancia para el material superficial con respecto a roca firme elevado a un exponente menor que uno. Esto es más evidente para los suelos blandos (valores bajos de velocidad de onda de corte), implicando que las características de respuesta horizontal promedio pueden ser simplificadas por factores de amplificación espectral promedio expresados como una función continua de la velocidad de onda de corte promedio.

**4.5.2.2 Factores de Amplificación Espectral Extrapolados del sismo de Loma Prieta.**

Para  $PGA_{roca}$  mayores a 0.1g no se tenía una cantidad suficiente de datos empíricos sobre la respuesta de suelos blandos. Por lo tanto, los factores de amplificación espectral en ese rango de aceleraciones para suelos blandos se basaron en resultados teóricos y de laboratorio (Seed y Dickenson, 1994). La forma de la curva de regresión (Fig. 4.16), así como otros estudios (Midorikawa, 1994; Joyner *et al.*, 1984) sugirieron que la relación funcional entre los logaritmos de amplificación espectral y la velocidad de onda de corte promedio es una línea recta; por lo tanto, la amplificación espectral promedio en un sitio es proporcional al cociente de la velocidad de corte promedio entre roca y suelo elevado a un exponente  $ma$  o  $mv$  (ecuaciones 11 y 12).

$$F_a = \left( \frac{V_B}{V_S} \right)^{ma} \dots\dots\dots(11)$$

$$F_v = \left( \frac{V_B}{V_S} \right)^{mv} \dots\dots\dots(12)$$

Lo anterior sugirió que los factores de amplificación derivados del sismo de Loma Prieta podrían ser extrapolados basándose en dos simples suposiciones: 1) la relación funcional entre los logaritmos de la amplificación y la velocidad de onda de corte promedio continúa siendo una línea recta en movimientos de intensidad alta ( $PGA_{roca} > 0.3g$ ), y 2) el efecto de no-linealidad sobre la respuesta dinámica de la condición de sitio tomada como referencia es poco significativo. Las dos suposiciones anteriores implican que las líneas rectas para cada nivel de movimiento de entrada  $PGA_{roca}$  interceptan los dos puntos definidos por la



amplificación media y la velocidad de onda de corte definidos para la clase de sitio blando E y la clase de sitio de referencia. Consecuentemente, como el factor de amplificación para el sitio de referencia (roca firme a dura) es necesariamente uno, el problema de extrapolación está determinado especificando los factores de amplificación en sucesivos niveles de movimiento más altos para el caso de suelos blandos. Finalmente, los factores de amplificación en cada nivel de  $PGA_{roca}$  mayor a 0.1g, quedan definidos por la línea determinada al unir los factores  $F_a$  y  $F_v$  hallados numéricamente por Seed y Dickenson (1994) y los factores correspondientes a los del sitio de referencia o roca (de valor uno en todos los casos), donde los exponentes  $ma$  y  $mv$  corresponden a la pendiente de las líneas rectas determinadas en cada caso; por lo tanto, para condiciones de suelo intermedios,  $F_a$  y  $F_v$  son determinados por extrapolación lineal (Ver Fig. 4.17).

Los exponentes  $ma$  y  $mv$  únicamente varían con el nivel de movimiento de entrada en la roca. Las ecuaciones (11) y (12) nos proporcionan una forma fácil de calcular los factores de amplificación dados en la Tabla 4.4. Sin embargo, los valores numéricos indicados por los códigos no son necesariamente idénticos a los valores calculados mediante las ecuaciones debido a otras consideraciones adoptadas a través del desarrollo de los mismos (Dobry *et al.*, 2000).

## 4.6 RESULTADOS DE ESTUDIOS RECIENTES

Borcherdt (2002), basándose en un completo estudio de datos del sismo de Northridge, calculó factores de amplificación espectral para sitios tipo C y D con respecto a B, correspondientes a su propuesta de clasificación. Los factores de amplificación espectral obtenidos son muy similares a los prescritos en códigos recientes (IBC 2000, 2003; FEMA 450) con alguna variación en niveles de aceleración elevada en roca. Este estudio muestra una evidencia empírica muy clara de la dependencia de la amplificación (amplificación espectral, y/o amplificación de la aceleración pico) del nivel de aceleración pico en roca, confirmando las conclusiones iniciales deducidas a partir de resultados de

modelamiento numérico por diversos investigadores (Idriss, 1991; Aki *et al.*, 1991, Seed y Dickenson, 1994; Dobry, 1994).

#### 4.7 CONCLUSIONES

Se ha reafirmado la importancia de la velocidad de onda de corte como parámetro principal en la estimación de los efectos de sitio, y códigos recientes así lo han confirmado (Ej. IBC, 2003).

Los sistemas de clasificación de suelos de Códigos actuales (IBC, 2000, 2003; UBC, 97) y estudios recientes (Seed *et al.*, 2001; Rodríguez-Marek *et al.*, 1999; Borchardt, 1994, 2000, 2001; Stewart, J. P *et al.*, 2001, 2004; Pitilakis, K. *et al.*, 2004) diferencian los sitios de suelos intermedios (S2 en UBC 94 y E-030 2003) en dos subcategorías C y D; y/o consideran por lo menos 4 categorías de tipos de suelo o sitio para los cuales indican sus respectivos factores de amplificación, mas un quinto tipo para el cual indican se deberá realizar un análisis de respuesta específica de sitio.

En la actualidad dos son los procedimientos que se tienen para estimar los efectos de sitio en el cálculo del espectro de diseño de edificaciones: Borchardt (1994) y Seed *et al.* (2001). El primero ha sido incorporado en códigos recientes (UBC, 97; IBC 2003), pero tiene la desventaja de tener como parámetro principal de clasificación la velocidad de onda de corte promedio de los 30 metros superiores del perfil de suelo ( $V_{s-30}$ ), pudiéndose tener respuestas muy diferentes para perfiles con similar  $V_{s-30}$  pero diferentes propiedades bajo los 30 metros. Esto ha sido recientemente señalado por Rodríguez-Marek *et al.* (2001). Aún éste es un punto controversial hoy, puesto que otros estudios revelaron la no influencia del perfil debajo de los 30 metros (e.g. Anderson *et al.*, 1996). Por otro lado la metodología planteada por Seed *et al.* (1994, 2001) basada en datos empíricos de los sismos de Loma Prieta, Northridge y otros sismos pasados y resultados de múltiples análisis numéricos de respuesta de sitio, presenta un sistema de clasificación que no sólo incluye a la velocidad de onda de corte superficial como parámetro principal de clasificación de sitio, sino también



considera información de la profundidad del estrato de suelo y una descripción general de los depósitos de suelo existentes.

Los factores de amplificación reportados en códigos y estudios recientes son dependientes del tipo de suelo o sitio y el nivel de peligro sísmico o aceleración máxima esperada en roca  $PGA_{roca}$ , disminuyendo sus valores con el aumento del nivel de  $PGA_{roca}$ . En el caso de suelos blandos la amplificación muestra valores de 1.5 a 4 para valores de  $PGA_{roca} \approx 0.1g$  y tiende a un valor de uno para  $PGA_{roca} \approx 0.4g$ , con la subsiguiente deamplificación. En el caso de suelos intermedios la amplificación es más reducida para niveles bajos de  $PGA_{roca}$  y tiende a disminuir más lentamente, y la amplificación de  $PGA_{roca}$  sólo muestra una tendencia al valor de uno para  $PGA_{roca} \approx 0.6g$ . Lo anterior está directamente relacionado al comportamiento esfuerzo deformación no-lineal del suelo.

Las curvas de amplificación de la aceleración pico sólo presentan una idea de la tendencia general de la amplificación, representando valores de la amplificación promedio de sitios de suelo similares mas no iguales, y en algunos casos muestran grandes dispersiones. Similar situación ocurre en el caso de los espectros normalizados promedio, en los cuales se puede encontrar diferencias significativas con respecto a los espectros normalizados obtenidos a partir de registros individuales, en los que se presentan muchas veces picos pronunciados. Seed *et al.* (2001) recomiendan tomar en cuenta estas variaciones multiplicando los valores promedio por 1.3.

Resultados preliminares de los sismos sucedidos en Turquía en 1999, Chi Chi 1999, muestran resultados similares a los anteriores en cuanto a la tendencia mostrada en las amplificaciones para diferentes tipos de suelos.

## CAPITULO 5. ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO DE ALGUNOS PERFILES RECOPIADOS EN EL PERU

### 5.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

El presente capítulo tiene como objetivo aplicar la teoría de propagación unidimensional de ondas de corte en depósitos de suelo horizontalmente estratificados. Se realizaron análisis lineales equivalentes usando los programas SHAKE 91 (Idriss y Sun, 1992) y EERA (Bardet, Ichii y Lin, 2000); y análisis no-lineales usando el programa NERA (Bardet, Ichii y Lin, 2000).

Los depósitos de suelo analizados corresponden a información recopilada de estudios anteriores para Chimbote (Alva y Orihuela, 1981); La Molina y La Punta (Kuroiwa y Polo, 1978); La Punta y Callao (Alva y Huaman, 1991); Chorrillos (Alva y Ayquipa, 1995); La Molina (Aguilar y Luna, 2003). Las Tablas 5.1 a 5.7 resumen las propiedades dinámicas de los perfiles de suelo usadas en los análisis.

Se utilizaron 3 señales sísmicas como movimientos de entrada en la base. Estas corresponden a los registros de los sismos del 17 de Octubre de 1966 (7036), 31 de Mayo de 1970 (7038) y 3 de Octubre de 1974 (7051), cuyos acelerogramas fueron obtenidos en la estación Parque de la Reserva del Instituto Geofísico del Perú, ubicada sobre suelo rígido. Las Figuras 5.1 a 5.2 presentan los respectivos acelerogramas y espectros de respuesta de cada uno de ellos. Se realizaron análisis para diferentes niveles de aceleración máxima *PGA*, escalándose los acelerogramas a valores de *PGA* desde 0.05g a 0.5g con intervalos de 0.05g.

El propósito de los análisis no es llegar a conclusiones específicas sobre un sitio en particular, sino hacer comparaciones preliminares que nos permitan ver los diferentes grados de amplificación y formas de espectros que podrían presentarse en la diversidad de tipos de suelos presentes en nuestro país.

## 5.2 RESULTADOS DE ANÁLISIS

En los análisis lineales equivalentes y no-lineales se usaron las curvas de degradación del módulo de corte y curvas de amortiguamiento planteadas por Seed y Idriss (1970), Seed *et al.* (1984) y Idriss (1990) para arenas y gravas; y las propuestas por Seed y Sun (1989) para arcillas.

### 5.2.1 Análisis de perfil de suelo de Chimbote.

Para el caso de Chimbote se analizó el perfil de suelo reportado por Alva y Orihuela (1981). Se usaron las curvas de degradación de módulo de corte y amortiguamiento de Seed y Idriss (1970). La Figura 5.4 muestra los espectros en suelo promedio obtenidos por la aplicación del método lineal equivalente (SHAKE). También se muestra el espectro obtenido para el registro del sismo de 1966 (7036), donde se observa el alargamiento a la zona de periodos largos. Así mismo, las Figuras 5.5 y 5.60 muestran los espectros promedio obtenidos para los registros escalados a  $PGA_{roca-base}$  de 0.4g y 0.2g, por la aplicación de los métodos lineal equivalente (SHAKE) y no-lineal (NERA). Ambos muestran resultados similares, presentando componentes espectrales importantes hasta un periodo de aproximadamente 0.5 seg. a 0.6 seg.; también se comparan con los diferentes espectros indicados en los códigos IBC (2003) y E-030 (2003), donde se observa una buena concordancia con lo indicado para suelos intermedios como D (IBC 2003) y S2 (E-030).

La Figura 5.7 presenta las aceleraciones pico en superficie para los diferentes registros usados como movimientos de entrada, tanto para el método lineal equivalente y no-lineal. Se observa una tendencia a la disminución del grado de amplificación con el aumento de la aceleración máxima en la base; esta disminución se presenta en menor grado para el análisis lineal equivalente en comparación al análisis no-lineal. La curva promedio del análisis lineal equivalente y no-lineal muestra una buena concordancia con la curva para suelo intermedio C3 indicada por Seed *et al.* 2001 (Ver tabla 4.1)

## 5.2.2 Análisis de perfil de suelo de La Punta y Callao

Los perfiles analizados del Callao y La Punta son los reportados por Alva y Huamán (1991), ver Tablas 5.2 y 5.3. El perfil del Callao corresponde a un suelo intermedio, D en IBC 2003, C o D según la Clasificación por Seed *et al.*, 2001 (Tabla 4.1); mientras que el perfil de La Punta correspondería a un suelo blando como E en IBC 2003, o C3 – D4 según Seed *et al.*, 2001 (Tabla 4.1) o S3 en E-030.

Las Figuras 5.8 a 5.9 y 5.11 a 5.12 muestran los espectros obtenidos para ambos perfiles, con  $PGA_{roca-base}$  de 0.2g y 0.4g, respectivamente. El espectro normalizado obtenido para el Callao muestra una buena concordancia con espectros de los diferentes códigos para suelos tipo intermedio, mostrando componentes altos hasta períodos aproximadamente de 0.6 seg. El perfil de La Punta (Suelo Blando) presenta en su espectro normalizado componentes altos hasta períodos aproximadamente de 0.9 seg. En ambos perfiles, si se comparan los espectros normalizados obtenidos para  $PGA_{roca-base}$  de 0.2g y 0.4g, se observan en estos últimos el aumento del espectro hacia componentes de períodos más altos.

Por otra parte la Figuras 5.10 y 5.13 muestran una gráfica  $PGA_{suelo}$  vs.  $PGA_{roca-base}$  para ambos perfiles. Como era de esperarse de acuerdo a la bibliografía actual, el perfil más blando (La Punta) presenta una mayor tendencia a la disminución del grado de amplificación con el aumento de  $PGA_{roca-base}$ ; presentando, incluso, deamplificaciones para niveles de  $PGA_{roca-base}$  del orden de 0.4g para el caso de la Punta, mientras que en el caso del Callao aún mantiene un ligero grado de amplificación.

## 5.2.3 Análisis de perfiles de suelo de Chorrillos.

Se analizaron dos perfiles de Chorrillos: Asoc. Viv. Los Incas (1) y Urb. La Campiña (2), cuyas características son reportadas por Alva y Ayquipa (1995). Las Tablas 5.4 y 5.5 resumen las características de los perfiles.

El perfil (1) correspondería a un suelo blando C4 según la clasificación de Seed *et al.* (2001) o un suelo tipo E según IBC 2003 ( $V_s < 200$  m/s) o un suelo tipo S3 en E-030. En cada tipo de análisis se utilizaron dos curvas de degradación para la arena, las propuestas por Seed y Idriss (1970) y Idriss (1990). Se presentan dos espectros por cada tipo de análisis: *LE-A* y *LE-B* para el análisis lineal equivalente y *NL-A* y *NL-B* para el análisis no lineal. No se observa mayores diferencias en cuanto a las respuestas obtenidas entre los tipos de análisis, ni en cuanto a las curvas de degradación y amortiguamiento usadas. La Figura 5.1 muestra los espectros obtenidos para los niveles de aceleración  $PGA_{roca-base} = 0.4g$  y  $0.2g$ . En los espectros normalizados se observan componentes altas hasta un período de 0.9 a 1.0 segundo, ajustándose su forma a lo propuesto por Seed *et al.* (2001) y en E-030 (2003) para la clasificación correspondiente. Por otra parte, la Figura 5.16 muestra una gráfica  $PGA_{suelo}$  vs.  $PGA_{roca-base}$ , como era de esperarse de acuerdo a la bibliografía actual. Este perfil blando presenta un grado de amplificación relativamente alto (alrededor de 2) para  $PGA_{roca-base} \approx 0.1g-0.15g$  disminuyendo para valores más altos de aceleración ( $PGA_{roca-base} > 0.3g$ ), llegando incluso a presentar deamplificación. Estas conclusiones son concordantes con lo presentado por Idriss (1990, 1991) y Seed *et al.* (2001), con una deamplificación más acentuada ya que ellos presentaban esto para  $PGA_{roca-base} > 0.4g$ .

El perfil (2) correspondería a un suelo intermedio C2 según la clasificación de Seed *et al.* (2001) o un suelo tipo D según IBC 2003 ( $200 < V_s < 360$  m/s) o un suelo tipo S2 en E-030. En cada tipo de análisis se utilizaron dos curvas de degradación para la arena, las propuestas por Seed y Idriss (1970) y Idriss (1990). Se presentan dos espectros por cada tipo de análisis: *LE-A* y *LE-B* para el análisis lineal equivalente y *NL-A* y *NL-B* para el análisis no lineal. No se observa mayores diferencias en cuanto a las respuestas obtenidas entre los tipos de análisis, ni en cuanto a las curvas de degradación y amortiguamiento utilizadas. Las Figuras 5.17 y 5.18 muestran los espectros obtenidos para los niveles de aceleración  $PGA_{roca-base} = 0.4g$  y  $0.2g$ . Se observa componentes altas en los espectros normalizados hasta un período de aproximadamente 0.6 segundos, ajustándose su forma a lo propuesto por Seed *et al.* (2001) y en

E-030 (suelo S2) para la clasificación correspondiente. Por otra parte la Figura 5.19 muestra una gráfica  $PGA_{suelo}$  vs.  $GA_{roca-base}$ . Como era de esperarse, de acuerdo a la bibliografía actual, este perfil presenta un grado de amplificación relativamente constante de alrededor de 1.40 para un amplio rango de  $PGA_{roca-base}$  hasta 0.3g y poco grado de reducción con el aumento de  $PGA_{roca-base}$ , manteniendo una amplificación de aproximadamente 1.2 para valores altos de  $PGA_{roca-base} > 0.4g$ . Estas conclusiones son concordantes con lo presentado Seed *et al.* (2001).

#### 5.2.4 Análisis de perfiles de suelo de La Molina.

Se analizaron dos perfiles de La Molina: Las Viñas (1) y UNA (2), cuyas características son reportadas por Aguilar y Luna (2003). Las Tablas 5.6 y 5.7 resumen las características de los perfiles.

Ambos perfiles presentan características dinámicas similares cuya clasificación correspondería a un suelo blando C4 según la clasificación de Seed *et al.* (2001) o un suelo tipo E según IBC 2003 ( $V_s \approx 200$  m/s) o un suelo tipo S3 en E-030. Se hicieron análisis lineales equivalentes y no-lineales. No se observan mayores diferencias en cuanto a las respuestas obtenidas entre los dos tipos de análisis. Las Figuras 5.20 a 5.22 y 5.24 a 5.26 muestran los espectros obtenidos para los niveles de aceleración  $PGA_{roca-base} = 0.4g, 0.3g$  y  $0.2g$ . En todos los casos se observa en los espectros normalizados componentes altas hasta un periodo de hasta 0.9 a 1.0 segundo ajustándose su forma a lo propuesto por Seed *et al.* (2001) y en E-030 para la clasificación de suelo correspondiente.

Por otra parte, las Figuras 5.23 y 5.27 muestran las graficas  $PGA_{suelo}$  vs.  $PGA_{roca-base}$ . Similar a lo publicado en la bibliografía actual, este perfil blando presenta un grado de amplificación relativamente alto 1.5 a 2.5 para  $PGA_{roca-base} \approx 0.1g$ , disminuyendo para valores más altos de  $PGA_{roca-base}$ , llegando a un valor de 1 para  $PGA_{roca-base} = 0.25g$ , continuando con una deamplificación para valores mayores de  $PGA_{roca-base}$ . Estas conclusiones son concordantes con lo presentado por Idriss (1990, 1991) y Seed *et al.* (2001), con una



deamplificación más acentuada ya que ellos presentaron esto para  $PGA_{roca-base} > 0.4g$ .

### 5.3 CONCLUSIONES

Los análisis nos indican que para aceleraciones altas en la base, el método lineal equivalente nos da mayores valores de aceleraciones en suelos  $PGA_{suelo}$  en comparación con lo obtenido a partir de un análisis no-lineal, presentando este último deamplificaciones más tempranas, principalmente en suelos blandos con valores reducidos de velocidad de onda de corte.

En general los resultados del análisis de los perfiles nos muestran características similares a las publicadas en la literatura reciente.

En el caso de los perfiles de suelos intermedios (Callao, Chimbote) se muestran componentes importantes en los espectros de pseudo-aceleraciones hasta períodos de alrededor de 0.6 a 0.7 segundos, comparables a lo indicado en nuestras normas. Los espectros normalizados presentan muy poca variación en su forma para diferentes grados de aceleración en la base  $PGA_{roca-base}$ . Las amplificaciones de aceleración presentan valores constantes de 1.2, siendo algo mayores en niveles bajos de aceleración en la roca-base  $PGA_{roca-base}$ .

En el caso de los perfiles de suelos blandos (La Punta, Chorrillos-Asoc. Viv. Los Incas y La Molina), estos muestran componentes importantes en los espectros de pseudo-aceleraciones hasta períodos de alrededor de 0.9 a 1.0 segundos, comparables a lo indicado en nuestras normas, y los espectros normalizados presentan una ligera tendencia al alargamiento en la zona de períodos largos con el aumento de la aceleración en la base  $PGA_{roca-base}$ . Las amplificaciones de la aceleración máxima presentan valores elevados de 1.5 a 2.5 para aceleraciones en la base  $PGA_{roca-base}$  de 0.1 a 0.2g disminuyendo este valor hasta aproximadamente 1 para  $PGA_{roca-base}$  del orden de 0.4g, con la subsiguiente deamplificación.



**Tabla 5-1. Propiedades dinámicas para el análisis de respuesta de sitio del perfil del Chimbote (Alva, J. y Orihuela, P., 1983)**

Estrato N°	Peso Especifico T / m <sup>3</sup>	Espesor m	Velocidad de onda de corte (Vs) m / s	Material considerado
1	2.00	1.52	167.63	(a) Curvas de degradación de módulo cortante y relación de amortiguamiento promedio para la arena (Seed & Idriss 1970)
2	2.00	2.44	206.20	(a)
3	2.00	2.44	242.14	(a)
4	2.00	3.20	267.60	(a)
5	2.00	3.82	331.85	(a)
6	2.00	5.62	393.04	(a)
7	2.00	6.88	423.34	(a)
8	2.20	0.00	800.00	Roca - Material lineal elástico.

**Tabla 5-2. Propiedades dinámicas para el análisis de respuesta de sitio del perfil de La Punta-Escuela Naval (Huaman, C., 1991)**

Estrato N°	Peso Especifico	Espesor	Velocidad de onda de corte (Vs)	Material considerado
	T / m <sup>3</sup>	m	m / s	
1	2.20	11.00	250	(a) Curvas de degradación de módulo cortante y relación de amortiguamiento promedios para la arena (Seed & Idriss 1970)
2	1.80	20.00	265	(a)
3	2.20	0.00	600	Roca - Material lineal elástico.

**Tabla 5-3. Propiedades dinámicas para el análisis de respuesta de sitio del perfil del Callao-Base Naval (Huaman, C., 1991)**

Estrato N°	Peso Especifico	Espesor	Velocidad de onda de corte (Vs)	Material considerado
	T / m <sup>3</sup>	m	m / s	
1	2.00	7.00	219.00	(a) Curvas de degradación de módulo cortante y relación de amortiguamiento promedio para la arena (Seed & Idriss 1970)
2	1.90	7.00	170.00	(b) Curvas de degradación de módulo cortante limite superior arcilla (Seed & Sun, 1989) y relación de amortiguamiento promedio para arcilla (Idriss 1990)
3	2.00	1.00	307.00	(a)
4	2.20	0.00	600.00	Roca - Material lineal elástico.

## CAPITULO 6. CONCLUSIONES

### 6.1 Del estado actual del conocimiento

En recientes años, la importancia de los efectos de sitio ha sido demostrada en forma reiterativa durante los sismos ocurridos en el mundo: Ciudad de México (1985), Armenia (1988), Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995) y más recientemente en los sismos de Taiwán y Turquía en 1999, encontrándose que las condiciones locales de sitio pueden influenciar significativamente la naturaleza (amplitud, contenido de frecuencia y duración) de los movimientos sísmicos en el suelo y por lo tanto influenciar el grado y extensión del daño. Esta última característica ha sido, en la mayoría de los casos, la única observada en los sismos ocurridos en nuestro país debido a que no se obtuvieron registros cercanos en condiciones de sitio diferentes.

Sismos recientes han proporcionado un gran número de registros de movimientos de gran intensidad, los cuales, con la adición de resultados de estudios de análisis numérico de respuesta de sitio, han permitido una revisión y actualización del estado de la práctica en la estimación de espectros de respuesta en el diseño sísmico. Versiones iniciales de estos trabajos han sido incorporadas en las recientes revisiones de recomendaciones y códigos para el diseño sísmico simplificado de edificaciones (NEHRP, 1997, 2000, 2003; IBC, 2000, 2003).

Lo anterior ha posibilitado observar en forma directa la importancia del comportamiento sísmico no-lineal de los suelos sobre el movimiento sísmico en la superficie y como consecuencia, este aspecto ha sido ya tomado en cuenta por códigos de diseño sísmico recientes cuando especifican factores de amplificación de sitio, los cuales dependen del nivel de aceleración en la roca o sitio de referencia.

El efecto no-lineal muestra dos características fundamentales: (1) el periodo del sitio cambia hacia valores mayores, consecuencia de la pérdida de rigidez del estrato de suelo con el aumento de la intensidad del movimiento, y (2) el aumento del nivel de amortiguamiento en el sitio. En general, este último tiende a dominar, resultando en la reducción de los factores de amplificación y en una posible deamplificación.

Hoy se tiene un mejor entendimiento del comportamiento no-lineal de suelos blandos que en suelos rígidos a intermedios, observándose en estos últimos un nivel de amplificación promedio casi constante para cada nivel de peligro sísmico. En los suelos blandos se reportan amplificaciones del orden de 2 para  $PGA_{roca}$  de 0.1g a 0.2g, mientras que en aceleraciones del orden de 0.3 a 0.4g ya no se observa dicha amplificación.

En la actualidad existen dos vertientes principales a seguir para estimar los efectos de sitio sobre los movimientos sísmicos de diseño, teniéndose por un lado la metodología sugerida por Seed *et al.* (2001); y la metodología originalmente propuesta por Borchardt (1994). Ambas metodologías especifican, en líneas generales, 4 tipos de sitio más un quinto tipo que requiere estudios especiales.

Las curvas de amplificación de la aceleración pico presentadas en estudios recientes sólo pretenden dar una idea de la tendencia general de la amplificación, y representan únicamente valores promedio de amplificación resultante del agrupamiento promedio de sitios de suelo similares, mas no iguales, presentando dispersiones apreciables. Seed *et al.* (2001) sugieren multiplicar sus curvas por 1.3 para tomar en cuenta esta variación.

La introducción de la velocidad de onda de corte superficial promedio como parámetro principal para estimar los efectos de sitio sobre los movimientos sísmicos es muy simple y permite tener rápidamente una idea de los efectos locales para cada tipo de sitio así clasificado. El código IBC considera la velocidad de onda de corte de los 30 metros superiores de estrato como

parámetro principal de clasificación de suelos; estudios recientes consideran que además se debería considerar la profundidad total del estrato.

Desde el punto de vista de la tendencia mundial al *Diseño para comportamiento esperado*, los factores de sitio indicados en códigos actuales (IBC 2003, FEMA 273) son concordantes con esa filosofía de diseño ya que se tienen diferentes factores de sitio para cada nivel de diseño. Como consecuencia, para estructuras de periodo corto sobre sitios de suelos blandos y en áreas de alta sismicidad, la adopción del criterio de diseño sísmico basado en la "performance" hace que el diseño pueda ser controlado por los requerimientos de ocupación inmediata, ya que estos darán lugar a tener cortantes basales similares a los actualmente asociados con los requerimientos de seguridad de vida.

Los espectros de amplificación obtenidos a partir de microtrepidaciones no podrían extenderse a fin de estimar las amplificaciones para movimientos sísmicos fuertes.

Recientemente, Yoshida *et al.* (2002) han propuesto un método de análisis lineal equivalente modificado, el cual produce resultados más precisos que el método lineal equivalente clásico, más cercanos a los resultados de un análisis no-lineal. Este método considera deformaciones efectivas diferentes en cada componente de frecuencia del movimiento sísmico.

Varios estudios (Sun, Goleorkhi & Seed; Vucetic & Dobry, 1991) han demostrado la influencia del índice de plasticidad sobre la respuesta dinámica no lineal de arcillas blandas, presentando un bajo grado de no linealidad para suelos con un alto grado de índice de plasticidad.

## **6.2 Recomendaciones a la Norma E-030 2003.**

De acuerdo con el estado actual del conocimiento, para propósitos de estimar los efectos de sitio sobre el espectro de diseño sísmico nuestro código debería considerar un sistema de clasificación de por lo menos 4 tipos de suelos, para

los cuales se especifiquen sus respectivos factores de sitio y sus respectivos espectros normalizados, más un quinto tipo que requerirá estudios específicos de respuesta de sitio. Estudios recientes como los de Seed *et al.* (2001), Rodríguez-Marek *et al.* (1999), Stewart *et al.* (2001, 2004) ó Ptilakis *et al.* (2004) serían buenas referencias. Ellos, a diferencia de códigos actuales como IBC 2003, consideran como parámetro principal el tipo de suelo y la profundidad, además de la velocidad de onda de corte de los estratos superficiales del perfil.

Se deben considerar Factores de Sitio dependientes del nivel de aceleración en roca o nivel de peligro sísmico. En consecuencia en suelos blandos se deberían incrementar los factores de sitio en las zonas sísmicas 1 y 2 del país; así como un alargamiento del espectro normalizado mas allá de 0.9 seg. indicado actualmente; y una posible disminución de los factores de sitio para niveles de *PGA* altos ó zona sísmica 3.

Se recomienda hacer estudios paramétricos de respuesta de sitio, similares a los realizados en investigaciones recientes (Ej. Seed y Dickenson, 1992, 1997; Dobry *et al.*, 1994, Ni *et al.*, 2000; Ptilakis, 2004), estableciéndose para ello perfiles de suelo genéricos representativos de los principales de tipos de suelo de nuestro país. Éstos, a su vez, servirán de base a futuros estudios comprobatorios cuando ya se dispongan de estudios de medición directa. Para ello es importante establecer los adecuados sismos de entrada.

Lo anterior permitiría observar la influencia de las características particulares de nuestros eventos sísmicos sobre la respuesta sísmica de los suelos. Esto nos permitirá evaluar la conveniencia de la adopción directa de los factores de sitio obtenidos de investigaciones recientes o sugerir modificaciones antes de su aplicación. Éstos podrían analizarse nuevamente considerándose variaciones en los perfiles y propiedades dinámicas provenientes de recientes investigaciones.

Se recomienda realizar los estudios paramétricos en una primera etapa mediante el método lineal-equivalente clásico como SHAKE91 y EERA, por ser éste un método de análisis de uso estándar y que ha probado su efectividad en muchos casos y en general se ha reportado que conduce a resultados conservadores.

También se cuentan con métodos de análisis no lineales implementados en programas bastante simples (NERA).

Es importante implementar pares de acelerógrafos en sitios cercanos con diferentes condiciones de sitio. Sólo esto nos dará un medio confiable a partir del cual puedan determinarse los efectos en diferentes niveles de intensidad sísmica. Así mismo, es importante poder realizar ensayos que nos permitan determinar las características dinámicas de nuestros suelos.

Es importante poner un mayor énfasis en el conocimiento detallado de los efectos de sitio en nuestro país. Esto nos podría significar una importante reducción de nuestros factores de sitio conllevando a construcciones más económicas en el caso de suelos blandos

Los Factores de sitio dependientes del nivel de peligro sísmico serían adecuados si nuestra Norma pretende seguir la tendencia mundial al *Diseño para comportamiento esperado*.



## REFERENCIAS

- Aki, K., Chin, B-H., and Kato K., 1992, Seismological and Geotechnical Studies of Local Site Effect on Strong and Weak Motions, *Proc. of International Symposium The Effects of Surface Geology on Seismic Motion, ESG 1992, Odawara, Japan*, pp. 97-110.
- Alva, J. y Orihuela. P., 1983, Estudio de licuación y amplificación sísmica en Chimbote – Perú, Congreso Nacional de Ingeniería Civil.
- Anderson, J. G., Lee, Y., Zeng, Y. and Day, S., 1996, Control of Strong Motion by the upper 30 meters, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 86, No. 6, 1749–1759.
- Archuleta, R. J., Bonilla, L. F. and Lavallee, D., 2000, Nonlinearity in observed and computed accelerograms. 2000, *Proc. 12th WCEE, Auckland, New Zealand*, CD-ROM.
- Arnold, C., 1998, The Nature of Ground Motion and Its Effect on Buildings, National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley.
- Arulanandan, K., Muraleetharan, K. K. and Yogachardran, Ch., 1997, Seismic response of soil deposits in San Francisco Marina District, *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol. 123(10), pp. 0965-0974.
- Ashford, S. A., Jakrapiyanun, W., and Lakkunaprasit, P., 2000, Amplification of Earthquake Ground Motions In Bangkok, *Proc. 12th WCEE, Auckland, New Zealand*, CD-ROM.
- ATC, 2000, *Proceedings: Workshop on improved characterization of strong ground shaking for seismic design*, Rancho Bernardo, California, July 30-31, 1997, ATC-35-3 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, 70 pp.
- Ayquipa, C., 1995, Microzonificación Sísmica de Chorrillos y Barranco, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima – Perú.
- Bakir, B. S., Sucuoğlu, H., and Yilmaz, T., 2002, An Overview of Local Site effects and the Associated Building damage in Adazapari during the 17 August 1999 Izmit Earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 92, No. 1, 509-526.
- Bardet, J. P., Ichii, K., and Lin, C. H., 2000, "EERA, A computer program for Equivalent linear Earthquake site Response Analysis of layered soils deposits," University of Southern California, Los Angeles.
- Bardet, J. P., Ichii, K., and Lin, C. H., 2000, "NERA, A Computer Program for Nonlinear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits," University of Southern California, Los Angeles.
- Bardet, J. P., Idriss, I. M., O'Rourke, T. D., Adachi, N., Hamada, M., Waseda, M., and Ishihara, K., 1997, Report of the North America - Japan Workshop on the Geotechnical Aspects of the Kobe, Loma Prieta, and Northridge Earthquakes, Osaka, Japan 22-24 January 1996, Report to National Science Foundation, Air Force Office of Scientific Research and Japanese Geotechnical Society.
- Beresnev, I. A., and K.-L. Wen, 1996, Nonlinear soil response: A reality?, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86, 964–1978.
- Bertero, V. V., 1992, Lecciones Aprendidas de Terremotos Catastróficos Recientes y Otras Investigaciones, Primera Conferencia Internacional Torroja 1989, Monografía N° 410-411, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Madrid.
- Boore, D. M. and Joyner W. J., 1997, Site amplifications for the generic rock sites, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 87, No. 2, 327–341.
- Borcherdt, R. D. and Fumal, T. E., 2000, Empirical evidence from the Northridge earthquake for site-specific amplification factors used in U.S. building codes, *Proc. 12th WCEE, Auckland, New Zealand*, CD-ROM.
- Borcherdt, R. D., 1970, Effects of the local geology on ground motions near San Francisco bay, *Bull. of the Society of America*, Vol. 60, N° 1., pp. 29 - 61.
- Borcherdt, R. D., 1994, Estimates of Site-Dependent Response Spectra for Design (Methodology and Justification), *Earthquake Spectra*, 10, 4, pp. 617-653.
- Borcherdt, R. D., 2002, Empirical Evidence for Site Coefficients in Building Code Provisions, *Earthquake Spectra*, 18, 2 (May 2002), pp. 189-217, EERI.
- Borcherdt, R. D., 2002. Empirical evidence for acceleration-dependent amplification factors, *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 92, 2, Mar. 2002, pages 761–762.
- Borcherdt, R.D. (ed.) (1994). The Loma Prieta, California, Earthquake of October 17, 1989-Strong Ground Motion, *Professional Paper 1551-A, U.S. Geological Survey*.
- Borcherdt, R.D., 1997, Estimates of Site-Dependent Response Spectra for New and Existing Highway Facilities (Methodology and Justification), Proc. of the FHWA/NCEER Workshop on National Representation of Seismic Ground Motion for New and Existing Highway Facilities, San Francisco, California, May 29-30, Technical Report NCEER-97-0010, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, pp.171-201.
- Building Seismic safety Council (BSSC), 2004, *2003 Edition NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures* FEMA 450, Part 1 (Provisions) and Part 2 (Commentary), Washington, DC.
- Cameron, W. I., and Russell, A. G., 2004, Soil Nonlinearity versus Frequency Effects, International Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamic Soil Response, PEER Headquarters, UC Berkeley, March 18-19.
- Celebi, M., 1991, Topographical and Geological Amplification: Case studies and engineering implications, Elsevier Science Publishers B. V., Structural safety, 10, pp. 199-217.
- Chang, S. W., Bray, J. D., and Seed, R. B., 1996 Engineering Implications of Ground Motions from the Northridge Earthquake, *Bull. Seis. Soc. Am.*, Vol. 86, No 1, Part B Suppl., pp. 270-288.

- Chang, S. W. , Bray, J. D. , Gookin, W. B., and Riemer, M. F., 1997, Seismic Response of Deep Stiff Soil Deposits in the Los Angeles, California Area During the 1994 Northridge Earthquake, Geotech. Eng. Report No. UCB/GT/97-01, University of California, Berkeley, February, 239 pp.
- Chang, S. W. and Bray, J. D., 1995, Seismic Response of Deep, Stiff Soil Deposits in the Oakland, California Area During the Loma Prieta Earthquake, Geotech. Eng. Report No. UCB/GT/95-06, University of California, Berkeley, Nov., 1995, 100 pp.
- Chang, S.W. and Bray, J.D., 1998, "Implications of Recent Strong Motion Data for Seismic Building Code Design at Deep, Stiff Soil Sites," Proc., NEHRP Conf. and Workshop on Research on the Northridge, *California Earthquake of January 17, 1994, California Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREe), Richmond, Los Angeles, CA*, pp. II-90 - II-99.
- Crouse, C. B., and McGuire, J. W., 1996, Site Response Studies for purpose of revising NEHRP Seismic Provisions, *Earthquake Spectra*, Vol. 12, No. 3 (August 1996): 407-439, EERI.
- Cultrera, G., Boore, D. M. Joyner, W. B., and Dietel C. M., 1999, Nonlinear soil response in the vicinity of the Van Norman Complex following the 1994 Northridge, California, Earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 89, No. 5, 1214–1231.
- Darragh, R.B. and Idriss, I.M., 1997, "A tale of two sites: Gilroy #2 and Treasure Island – Site response using and equivalent linear technique," NEHRP Professional Fellowship Report. EERI, Oakland, CA, 55 pp.
- Dobry, R., Borchardt, R. D., Crouse, C. B., Idriss, I. M., Joyner, W. B., Martin, G. R., Power, M. S., Rinne, E.E., and Seed, R. B., 2000, New Site Coefficients and Site Classification System Used in Recent Building Seismic Code Provisions, *Earthquake Spectra*, 16, 1 (Feb. 2000): 41-67.
- Dobry, R., Ramos, R., and Power, M. S., 1999, Site factors and site categories in seismic codes, Report MCEER-99-0010, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, 81 pp.
- Field, E.H. and the SCEC Phase III Working Group, 2000, Accounting for site effects in probabilistic seismic hazard analyses of Southern California: Overview of the SCEC Phase III Report, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 90, No. 6B, S1–S31.
- Fukumoto, K. and Fujiwara, T., 2000, Amplification of sedimentary layers and estimation of their structures in Shiga Prefecture, Japan, *Proc. 12th WCEE, Auckland, New Zealand*, CD-ROM.
- Fukushima, Y., Ikura, K., Uetake, T. and Matsumoto, H., 2000, Characteristics of Observed Peak Amplitude for Strong Ground Motion from the 1995 Hyogoken Nanbu (Kobe) Earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 90, 3, 545-565.
- Hadjian, A., and Green, R., 2000, Impact of impedance and resonance on local site response, *Proceedings of Sixth International Conference on Seismic Zonation*, Palm Springs Riviera Resort, California, USA, CD-ROM.
- Hashash, Y. et al., 2002, Site Response in The Mississippi Embayment, *In U.S.-Japan Seminar On Seismic Disaster Mitigation In Urban Area By Geotechnical Engineering*, Anchorage, Alaska, June 26<sup>th</sup> - 27<sup>th</sup>.
- Herraiz Sarachaga, Miguel, 1997, Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros, CISMID, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 132 pp.
- Huaman, C., 1991, Microzonificación Sísmica de la Punta y Callao, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima – Perú.
- Huang, H.C. and H.C. Chiu, 1996, Estimation of site amplification from Dahan downhole recordings, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, 25, pp 319-332.
- Huang, H.C. and H.C. Chiu, 2000, Linear and Nonlinear behaviors on a soil site using lotung downhole array in Taiwan, *Proc. 12th World Conf. on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand*, CD-ROM.
- Idriss, I. M. and Abrahamson, N. A., 2000, Geotechnical aspects of the earthquake ground motions recorded during the 1999 Chi-Chi earthquake, *Proc. International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake*, Sept. 18-20, 2000, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan, 2000, pages 9-22, Vol. III - Geotechnical Aspect.
- Idriss, I. M. and Seed, H. B., 1968, An analysis of ground motions during the 1957 San Francisco earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 58, No 6, 2013–2032.
- Idriss, I. M. and Sun, J. I., 1992, "User's Manual for SHAKE91," Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil Engineering, University of California, Davis.
- Idriss, I. M., 1990, Influence of Local Site Conditions on Earthquake Ground Motions, Proc. of the 4<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, Vol. 1, pp. 55-57.
- Idriss, I. M., 1991, Earthquake Ground Motions, at Soft Soil Sites, Proc. of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, MO, III, 2265-2273.
- Idriss, I. M., 2002, Utilization Of Earthquake Ground Motions Recorded In World- Wide Downhole Arrays, *In U.S.-Japan Seminar On Seismic Disaster Mitigation In Urban Area By Geotechnical Engineering*, Anchorage, Alaska, June 26<sup>th</sup> - 27<sup>th</sup>.
- International Code Council (ICC), 2000, 2003, *International Building Code*, Building Officials and code Administrators International, Inc., International Conf. of Building Officials, and Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, AL.
- Joyner, W. B, 1998, Implementation of the lessons of the Northridge earthquake: seismology and strong ground motion, Proc. NEHRP Conf. and Workshop on Research on the Northridge, California Earthquake of January 17, 1994, California Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREe), Richmond, California, Vol. II, 1998, pages II-34 -- II-43
- Joyner, W. B., 2000, Strong motion from surface waves in deep sedimentary basins, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 90, No. 6B, S95–S112.

- Joyner, W. B., and Boore, D. M., 2000. Recent developments in earthquake ground-motion estimation, *Proc. Sixth International Conference on Seismic Zonation*, FERI, Oakland, CA, Vol. II, pp. 679–685.
- Joyner, William B., 1998, Implementation of the lessons of the Northridge earthquake: seismology and strong ground motion, *Proceedings of the NEHRP Conference and Workshop on Research on the Northridge, California Earthquake of January 17, 1994, California Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREE), Richmond, California*, Vol. II, 1998, pages II-34 -- II-43
- Keaton, J. R., 2000, Geotechnical aspects of seismic codes and guidelines: Challenges and opportunities, *Proc. of Sixth International Conference on Seismic Zonation*, Palm Springs Riviera Resort, California, USA, CD-ROM.
- Kramer, S. I., 1996, Geotechnical Earthquake Engineering, *Prentice-Hall, Inc.*, N. J., USA, 653 pp.
- Kuroiwa, J., 2002, Reducción de desastres, PERU, 430 pp.
- Kuroiwa, J., 2005, Disaster Reduction, PERU, 500 pp.
- Lysmer, J., Seed, H. B. and Schnabel, P. B., 1971, Influence of Base–Rock Characteristics on Ground Response, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 61, No. 5, pp. 1213-1232.
- Martin, G. R., ed., 1994, *Proc. Of the 1992 NCEER/SEAOC/BSSC Workshop on Site Response During earthquakes and Seismic Code Provisions*, University of Southern California, Los Angeles, November 18-20, 1992, National center for earthquake Engineering Research Special Publication *NCEER-94-SP01*, Buffalo, New York.
- Mohraz, B., 1976, Earthquake response spectra for the different geologic conditions, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 66, 915–935.
- Ni, S.-D., J. G. Anderson, Y. Zeng, and R. V. Siddharthan, 2000, Expected signature of nonlinearity on regression for strong ground-motion parameters, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 90, No. 6B, S53–S64.
- Ni, S.-D., Siddharthan, R. V. and Anderson, J. G., 1997, Characteristics of nonlinear response of deep saturated soil deposits, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 87, No. 2, pp. 342-345.
- Otani, S., Hiraishi, H., Midorakawa, M., y Teshigawara, M., 2000, New Seismic Design Provisions in Japan. In the Uzumeri Symposium during the 2000 Fall ACI Annual Convention in Toronto, Oct. 16, 2000, in Toronto, Canada.
- Pappin, J. W., Lubkowski Z. A., and King R. A., 2000, The significance of site response effects on performance based design, *Proc. 12th WCEE, Auckland, New Zealand*, CD-ROM.
- Park, D., and Hashash, Y. M. A., 2004, Probabilistic Seismic Hazard Analysis with Nonlinear Site Effects in The Mississippi Embayment, *Proc. 13th WCEE, Canada*, CD-ROM.
- Pestana, J. M., Sancio, R. B., Bray, J.D., Romo, M. P., Mendoza, M. J., Moss, R. E. S., Mayoral, J. M., Seed, R. B., 2002, Geotechnical Engineering Aspects of the June 1999 Central Mexico Earthquakes, *Earthquake Spectra*, Vol. 18, No. 3 (August 2002): 481-499.
- Phung, V., Atkinson, G. and Lau, D. T., 2004, Methodology for Site Classification Using Strong Ground Motion Data from The 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake, *Proc. 13th WCEE, Vancouver, Canada*, CD-ROM.
- Pitilakis, K., Gazepis, C., Anastasiadis, A., 2004, Design Response Spectra and Soil Classification for Seismic Code Provisions, *Proc. 13th WCEE, Vancouver, Canada*, CD-ROM.
- Rathje, E. (Coordinator), Idriss, I.M., Somerville, P. (Principal Contributors) and others, 2000, Strong Ground Motions and Site Effects, *Earthquake Spectra, The Kocaeli, Turkey, Earthquake of August 17, 1999 Reconnaissance Report*, Vol. 16, Supp. A, pp. 65-96.
- Rathje, E. M., Faraj, F., and Lauro, F., 2002, Ground Motions and Site Effects in Turkey and Taiwan, In U.S.-Japan Seminar On Seismic Disaster Mitigation In Urban Area By Geotechnical Engineering, Anchorage, Alaska.
- Repetto, P., Arango, I. and Seed, H. B., 1980, "Influence of Site Characteristics on Building Damage during The October 3, 1974 Lima Earthquake," Report No. FERC 80-41, University of California, Berkeley, September, 1970.
- Rodriguez-Granados, *et al.*, 2000, Seismic wave amplification by local effects in Santa Fe de Bogotá and Armenia, Colombia, *Proc. 12th World Conf. on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand*, CD-ROM.
- Rodriguez-Marek, A., Bray, J. D., and Abrahamson, N., 1999, Characterization of Site Response: General Site Categories, PEER Report 1999/03, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, Richmond, CA.
- Rodriguez-Marek, A., Bray, J. D., and Abrahamson, N., 2000, A geotechnical seismic site response evaluation procedure, *Proc. 12th WCEE, Auckland, New Zealand*, CD-ROM.
- Rollins, K. M., Evans, M. D., Diehl, N. B., Dayli, W. D., 1998, Shera Modulus and Damping Relationship for Gravels, *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol. 124(5), pp. 0396-0405.
- Salvati, L. A., Iok, T. M. H. and Pestana, J. M., 2001, Seismic Response of Deep Stiff Granular Soil Deposits, *Proc. of the 4th International Conf. On Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, CA, Paper No. 3.30, 6 pp.
- Sánchez, P., 1977, Amplificación sísmica para Lima Metropolitana por efecto de las propiedades del suelo, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima – Perú.
- Scaletti, H., 1991, Amplificación de Ondas Sísmicas en Suelos, Seminario Taller en Dinámica de Suelos, CISMID, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Schnabel, P., Seed, H. B. and Lysmer J., 1972, Modification of seismograph records for effects of local soil conditions, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 62, 1649–1664.
- Seed R. B. et al., 2001, Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation, *Proc. 4th Int. Conf. On Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, CA, Paper No. SPI-2, 45 pp.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M., 1971, Influence of soil conditions on building damage potential during earthquakes, *ASCE, Journal of Structural Division*, Vol. 97, N° ST2, pp. 639 – 663.



- Seed, H. B., and Idriss, I. M., 1982, Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes, Monograph Series, EERI, Oakland, CA, 140 pp.
- Seed, H. B., Ugas, C. and Lysmer, J., 1976b, Site Dependent Spectra for Earthquake-Resistant Design, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 66, N° 1, pp. 221 - 243.
- Seed, H.B. and Idriss, I. M., 1969, Influence of Soils Conditions on ground motions during earthquakes, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, N° 95, N° SM1 January, pp 99-137.
- Seed, H.B., Murarka, Lysmer, J., and Idriss, I. M., 1976a, Relationships of maximum acceleration, maximum velocity, distance from source, and local site conditions for moderately strong earthquakes, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 66, N° 4, pp. 1323 -1342.
- Seed, H.B., Romo. M. P., Sun, J. I., Jaime, A., and Lysmer, J., 1988, The Mexico earthquake of September 19, 1985 -relationships between soil conditions and earthquake ground motions, *Earthquake Spectra*, Vol. 4, 687 - 729.
- Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M., and Tokimatsu, K., 1984, Modules and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils, Rpt. No. UCB/EERC-84/14, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley.
- Seed, R. B., Chang, S. W., Dickenson, S. E., and Bray, J. D, 1997, Site-Dependent Seismic Response Including Recent Strong Motion Data, *Proc. Special Session on Geotechnical Earthquake Eng., XIV International Conf. On Soil Mechanics and Foundation Eng., Hamburg, Germany*, A. A. Balkema Publ., Sept. 6-12, pp. 125-134.
- Seed, R.B., Dickenson, S.E. and Mok. C.M., 1992, Recent Lessons Regarding Seismic Response Analyses of Soft and Deep Clay Sites, *Proc. 4<sup>th</sup> Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, Honolulu, Hawaii, May 27-29, NCFER, Technical Report No. NCFER-92-0019, Vol. 1, pp. 131-145.
- Somerville, P.G., 2000, New developments in seismic hazard estimation, *Proceedings of Sixth International Conference on Seismic Zonation*. Palm Springs Riviera Resort, California, USA, CD-ROM.
- Steidl, J. H., Tumarkin, A. G., and Archuleta, R. J., 1996, What Is a Reference Site?, *Bull. of the Seismological Society of America*, 86, N° 6, pp. 1733 - 1748.
- Stewart, J. P., 1997, Key Geotechnical Aspects of the 1989 Loma Prieta Earthquake, National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley.
- Stewart, J. P.; Choi, Y.; Baturay, M. B.; and Liu, A. H.; 2004, Models for Incorporating Site Effects into Probabilistic Seismic Hazard Analyses, *Proc. 13th WCEE, Vancouver, Canada*, CD-ROM.
- Stewart, J. P.; and Baturay, M. B.; 2004, A Comparasion of Site-Specific and Empirical Methods for Site Response Evaluation, *International Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamic Soil Response*, PEER Headquarters, UC Berkeley, March 18-19.
- Stewart, J. P.; Liu, A. H.; Choi, Y.; Baturay, M. B., 2001b, Amplification factors for spectral acceleration in active regions, PEER Report 2001/10, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Dec. 2001, 132 pp.
- Stewart, J.P., Chiou, S.-J., Bray, J.D., Somerville, P.G., Graves, R.W., and Abrahamson, N.A., 2001a, Ground motion evaluation procedures for performance based design, PEER Report No. 2001/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of alifornia, Berkeley, Nov. 2001, 229 pgs.
- Suetomi, I. & Yoshida, N., 1998, Nonlinear behavior of surface deposit during the 1995 Hyogoken - Nambu earthquake, *Special Issue of Soils and Foundations*, 2: 11-22.
- Sugito, M., A. S. Kiremidjian & H.C. Shah, 1991, Nonlinear ground motion amplification factors based on local soil parameters, *Proc. 4th Int. Conf. on Seismic Zonation*, Stanford, II: 221-228
- Sun, J. I., Golesorkhi, R. and Seed, H. B., 1988, Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils, Report No. UCB/EERC-88/15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 42p.
- Takemiya, H., and Adam, M., 1997, Seismic wave amplification due to Topography and Geology in Kobe during Hyogo-Ken Nanbu Earthquake, *JSCE*, Vol. 14, No. 2, pp. 129s-138s.
- Trifunac, M. D. y Todorovska, M. I., 1999, Reduction of Structural Damage by Nonlinear Soil Response, *J. Structural. Eng. Div., ASCE*, Vol. 125(1), pp. 089-097.
- Vucetic, M. and Dobry, R., 1991, Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 111, No. 1, January, pp. 89-107.
- Whitman, R. V., 1972, Effect of Local Soil Conditions Upon Earthquake Ground Motions, Chapter 12, Fundamentals of Earthquake Engineering for Buildings, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1972.
- Whitman, R., ed., 1992, *Proc. Of the Site effects Workshop, October 24-24, 1991, Report NCFER-92-0006*, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
- Yoshida, N. and lai, S., 1998, Nonlinear site response and its evaluation and prediction, *Proc. of Sec. International Symposium on the Effect of Surface Geological on Seismic Motion*. Yokosuka, Japan, pp. 71-90.
- Yoshida, N., 2001, Dynamic soil properties and modeling, *Proc., XV Satellite Conference on Lessons Learned from Recent Strong Earthquake*, Istanbul, Turkey, pp. 233-242
- Yoshida, N., 2002, Existing Problem And Future Scope Of Dynamic Response analysis Of Ground, *In U.S.-Japan Seminar On Seismic Disaster Mitigation In Urban Area By Geotechnical Engineering*, Anchorage, Alaska.
- Yoshida, N., Kobayashi, S., Suetomi, I. and Miura, K., 2002, Equivalent linear method considering frequency dependent characteristics of stiffness and damping, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22 (3), 205-222.
- Yu, G., J. G. Anderson, and R. Siddharthan (1993). On the characteristics of nonlinear soil response, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 83, 218-244.