

EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE LA INTENSIDAD SÍSMICA EN LA AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE LOS ESTRATOS DE SUELO MEDIANTE MODELOS NUMÉRICOS

Mariana Asinari^{a*}, Miguel E. Ruiz^a y Carlos A. Prato^{a*}

^aDepartamento de Estructuras, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba, Av. Vélez Sarsfield 1611, 5000 Córdoba, Argentina, <http://www.efn.uncor.edu>

Palabras Clave: amplificación dinámica, factor de amplificación dinámica, modelo lineal equivalente, modelo elasto-plástico.

Resumen. La amplificación dinámica a través de suelos depende del contenido de frecuencia de las ondas incidentes de campo libre respecto a las frecuencias propias del perfil de suelo y del comportamiento no lineal del mismo.

En el presente trabajo se estudia la predicción numérica de la amplificación dinámica de los suelos según la intensidad de la aceleración máxima de campo libre entre 0.1g a 1.5g. Esta predicción se realiza mediante modelos numéricos, para perfiles de suelos tipo “D” y “E” de la clasificación del NEHRP (*National Earthquake Hazard Research Program* de los EEUU). Los análisis numéricos se llevaron a cabo utilizando el método lineal equivalente (a través del uso del programa EERA) y el método de elementos finitos (utilizando el programa ABAQUS). Se presta particular interés en evaluar la influencia que tiene en los resultados la selección del modelo numérico para valores elevados de la aceleración máxima de la onda incidente. A tal fin la excitación sísmica utilizada corresponde a registros de sismos reales disponibles en bases de datos internacionales aplicando factores de escala para cubrir el rango de aceleraciones máximas mencionado. El estudio concluye con un análisis de la influencia de los principales parámetros de los modelos en la evaluación de la amplificación dinámica. Los resultados obtenidos indican que los métodos de análisis utilizados (método lineal equivalente y elementos finitos incorporando la no-linealidad del material a través del modelo de Mohr-Coulomb) arrojan resultados comparables en cuanto al factor de amplificación de la onda sísmica. Sin embargo, de la comparación de los resultados obtenidos por ambos métodos surge que la resistencia al corte de los suelos influye significativamente en el factor de amplificación dinámica obtenido, por cuanto la falla progresiva del suelo provoca una disminución en mismo.

1 INTRODUCCIÓN

Desde hace varias décadas la amplificación dinámica de suelos debida a la excitación sísmica ha sido reconocida y estudiada por ingenieros e investigadores. La predicción numérica de dicha amplificación dinámica es necesaria para anticipar la intensidad de los movimientos en la superficie, y así poder determinar los espectros de respuesta para diseño de estructuras, estimación del potencial de licuefacción, análisis de la estabilidad de taludes y evaluación de la interacción suelo-estructura, Kramer (1996).

Existen en la actualidad diversos modelos numéricos para estimar la amplificación dinámica en suelos. Estos modelos tienen diferentes grados de respaldo experimental o empírico tal como discuten Bard y Riepl-Thomas (1999). La elección del mismo depende de diversos factores, entre los cuales pueden citarse la magnitud o importancia del proyecto que lo requiere, la experiencia del analista en el uso del método y en la evaluación de los resultados que surge de la comparación con los obtenidos de observaciones y mediciones de campo u otros métodos.

Entre los modelos numéricos actualmente utilizados, uno de los más difundidos para estimar la amplificación dinámica es el programa SHAKE desarrollado en la Universidad de California, Berkeley, Schnabel y otros (1972). Este modelo utiliza el método lineal equivalente que a través de iteraciones sucesivas permite tener en cuenta la variación de las propiedades mecánicas de los suelos con la amplitud de la deformación.

Los dos principales efectos del comportamiento no lineal de suelos se manifiestan en la degradación del módulo de corte y en el incremento del coeficiente de amortiguamiento; ambos efectos introducen cambios en la amplificación espectral en la superficie libre del depósito. Estudios recientes de diferentes terremotos ocurridos en la década de 1990 tales como el de Loma Prieta (1989), Northridge (1994) (Borcherdt y Glassmoyer, 1992; Borcherdt y Wentworth, 1995), Kobe (1995), (Mohammadioun, 1997, Aguirre e Irikura, 1997) y el terremoto que afectó a la ciudad de Méjico en 1985 (Singh y otros, 1988, Chavéz-García y Bard, 1993a,b, Lomnitz, 1990) produciendo notables amplificaciones en el centro de la ciudad de Méjico, han confirmado dichos efectos. Idriss (1990) propone una revisión de la entonces ya bien conocida relación entre la máxima aceleración en la roca y la máxima aceleración en la superficie que se utilizaba desde 1970.

El cociente entre las aceleraciones máximas, es decir entre la máxima aceleración en la superficie y la máxima aceleración del estrato en contacto con la roca, es el denominado factor de amplificación. Debido al comportamiento no lineal del suelo, el factor de amplificación de aceleraciones decrece a medida que la aceleración impuesta en la base del estrato aumenta y varía con la naturaleza y el espesor del perfil de suelo, la magnitud y el contenido de frecuencia del movimiento sísmico. Las mayores amplificaciones se producen en los estratos superficiales del suelo y a mayor profundidad la amplificación tiende a reducirse, tal como señala Silva (1991).

Existe también una variedad de modelos constitutivos que permiten representar el comportamiento no lineal de los suelos en el marco de la teoría de la plasticidad con el método de elementos finitos. Los mismos presentan ventajas y desventajas operativas respecto al método lineal equivalente, pero por sobre todas las cosas permiten incorporar los parámetros que describen no sólo la rigidez de los suelos sino también su capacidad resistente. Esta propiedad no es tenida en cuenta en forma explícita por el método lineal equivalente. En general, en esta categoría existen diversos modelos que representan en mejor medida la resistencia y rigidez real de los suelos, pero a su vez cuanto más preciso es el modelo más complejo es el modelo constitutivo y su implementación computacional.

2 CASOS ESTUDIADOS

2.1 Definición de las propiedades mecánicas de los perfiles de suelo

En el presente trabajo se consideró para el análisis dos perfiles de suelos definidos según la clasificación del NEHRP (*National Earthquake Hazard Reduction Program*, de los EEUU de Norteamérica). Uno de ellos corresponde a la clasificación de suelos blandos designado como perfil tipo “E”, mientras que el otro corresponde a la clasificación de suelos firmes, perfil tipo “D”. En la Figura 1 se ilustra la variación de la velocidad de corte en función de la profundidad, que permite identificar cinco categorías de depósitos de suelo.

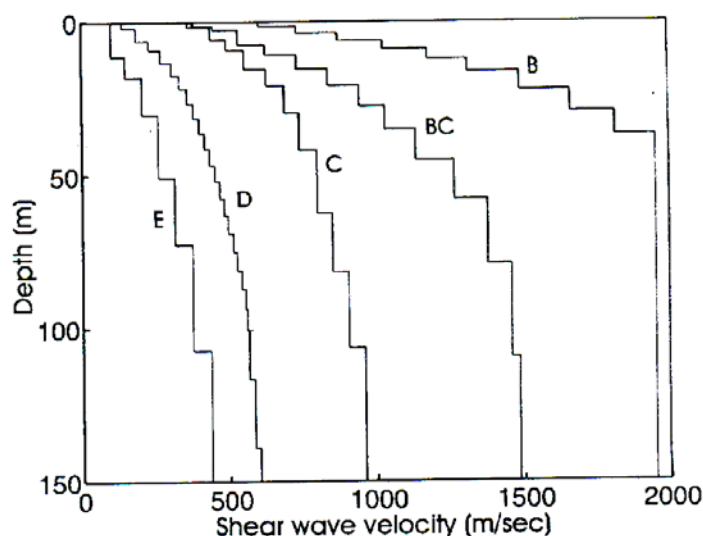


Figura 1: Perfil de velocidad de ondas de corte, clasificación NEHRP

A los efectos de reducir el número de variables y parámetros a tener en cuenta, en el presente estudio se consideró una profundidad total de 50 m de suelo por debajo de la cual se supone que las propiedades mecánicas del mismo ya no inciden en la amplitud y contenido de frecuencia de las ondas sísmicas.

El modelo de elementos finitos se elaboró utilizando, para representar el comportamiento no lineal del suelo, el modelo elasto-perfectamente plástico de Mohr-Coulomb. Este modelo constitutivo requiere para su definición las propiedades elásticas del material, es decir el módulo de elasticidad y el módulo de Poisson. Para ambos perfiles se adoptó un valor del módulo de Poisson igual a 0.3. Además, para representar el comportamiento no lineal del suelo, el modelo de Mohr-Coulomb requiere la definición de la resistencia al corte no drenada y el ángulo de fricción interna del material. Los valores adoptados para las propiedades mecánicas de los estratos de suelo se resumen para cada perfil (tipo “E” y “D”) en la Tabla 1.

Espesor de los estratos h (m)	Perfil E ($\mu=0.3$; $c=50$ kPa; $\varphi=10^\circ$)				Perfil D ($\mu=0.3$; $c=10$ kPa; $\varphi=35^\circ$)			
	Vs	ρ	G	E	Vs	ρ	G	E
	(m/s)	(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)	(m/s)	(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)
5.6	107	18	21	792	143	18	38	1387
5.6	107	18	21	792	188	18	65	2371
7.0	153	18	43	1582	321	19	199	7598
4.2	210	18	81	2949	360	19	251	9576
4.2	210	18	81	2949	380	19	280	10666
4.2	210	18	81	2949	400	19	310	11814
4.8	265	18	129	4675	420	21	378	15902
4.8	265	18	129	4675	440	21	414	17448
4.8	265	18	129	4675	446	21	426	17926
4.8	265	18	129	4675	452	21	437	18411

Tabla 1: Variación de los parámetros mecánicos de los perfiles E y D en función de la profundidad

2.2 Definición de los sismos utilizados en el estudio

Se utilizó como excitación sísmica la componente horizontal de cuatro registros de sismos reales de gran intensidad obtenidos de bases de datos internacionales, uno de ellos correspondiente a registro en roca y los tres restantes en suelo. Los principales parámetros de los mismos están dados en la Tabla 2. Se consideró la componente horizontal del sismo ya que no se pretende estudiar ningún sitio en particular, sino evaluar en forma numérica la tendencia general de la amplificación en función del modelo constitutivo del suelo, de la amplitud de la excitación en la base del estrato y de los parámetros mecánicos de los suelos.

Terremoto	Estación	Fecha	Magnitud	Distancia epicentral (km)	Tipo de suelo del registro	ΔT (seg)	Amax (g)	Duración (seg)
Loma Prieta	Los Gatos	18/10/1989	7	3.5	Roca	0.01	0.717	25
Tabas Iran	Tabas	16/09/1978	7.4	1.2	Suelo	0.02	0.899	50
Cape Mendocino	Petrolia	25/04/1992	7.1	8.5	Suelo	0.02	0.638	60
Northridge	Rinaldi	17/01/1994	6.7	7.5	Suelo	0.02	0.732	60

Tabla 2: Descripción de los cuatro sismos seleccionados, Lopéz y otros (2004)

Se realizó un estudio paramétrico escalando los acelerogramas de modo tal que en el primer caso la máxima aceleración aplicada en el estrato inferior sea de 0.1g, en el segundo caso 0.2g y así sucesivamente en intervalos de 0.1g hasta llegar a 1.5g de máxima aceleración. Este intervalo fue seleccionado para poner en evidencia la influencia en los resultados de los dos métodos de análisis utilizados. Si se tratara del estudio de casos particulares, se deberían considerar acelerogramas de magnitud, distancia epicentral y mecanismo de generación (tipo de falla: normal, inversa o de rumbo) que correspondan al

sitio que se quiere estudiar. Sin embargo, tal como se mencionó anteriormente, este estudio no está orientado a ningún sitio en particular sino a comparar los resultados de dos tipos de métodos numéricos para representar los procesos de amplificación dinámica en estratos de suelos. Las Figuras 2 a 5 ilustran los acelerogramas de los sismos elegidos para el análisis en sus escalas originales.

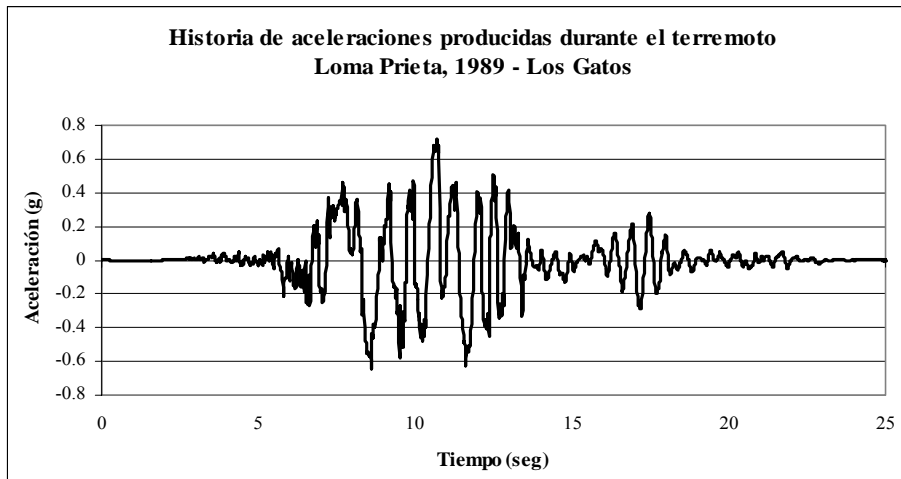


Figura 2: Acelerograma de una componente horizontal del sismo de Loma Prieta, 1989. Registro en roca. Cortesía del Profesor Kazuhiko Kawashima

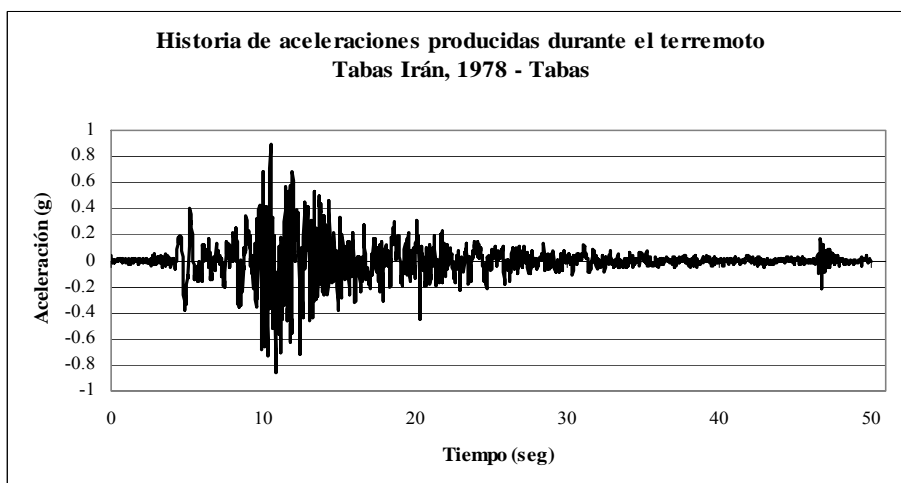


Figura 3: Acelerograma de una componente horizontal del sismo en Tabas, 1978. Registro en suelo. Cortesía del Profesor Kazuhiko Kawashima

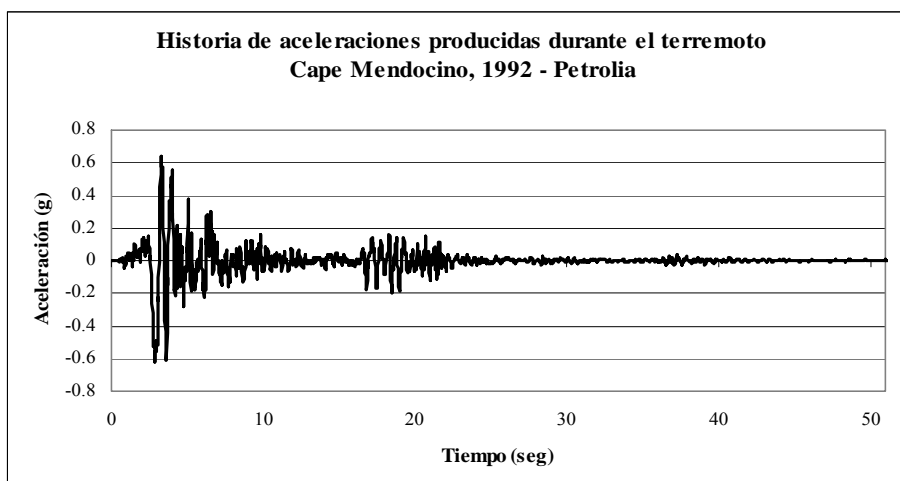


Figura 4: Acelerograma de una componente horizontal del sismo en Cape Mendocino, 1992. Registro en suelo. Cortesía del Profesor Kazuhiko Kawashima

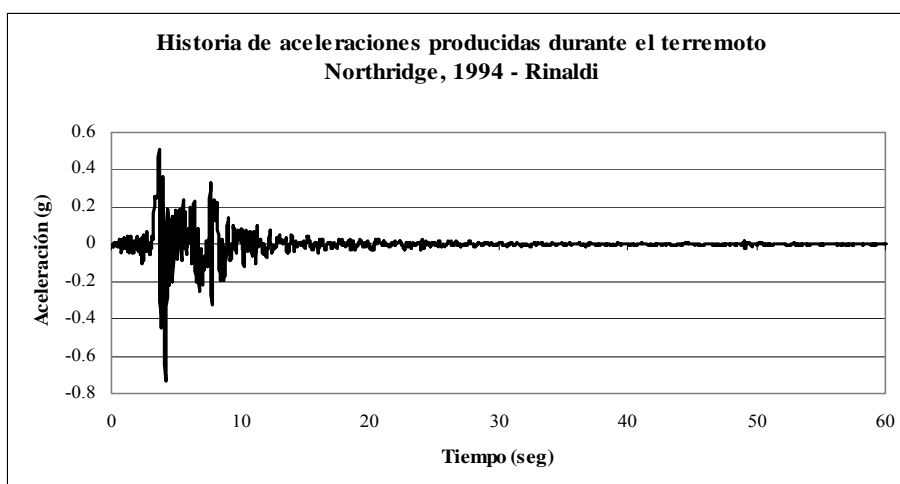


Figura 5: Acelerograma de una componente horizontal del sismo en Northridge, 1994. Registro en suelo. Cortesía del Profesor Kazuhiko Kawashima

3 RESULTADOS

3.1 Método lineal equivalente

Para el procedimiento de análisis con el método lineal equivalente se utilizó el programa EERA, Bardet y otros (2000). Este proceso se llevó a cabo de forma automática ingresando cada uno de los datos de los acelerogramas y parámetros de los perfiles de suelos tipo requeridos. El programa ofrece dos opciones para ingresar los datos de la excitación sísmica: (i) como un acelerograma impuesto en la base del perfil del suelo, que se designa con el término “*inside*”, y (ii) como el acelerograma que correspondería a la roca en superficie libre designado como “*outcrop*”.

Si se ingresa el sismo como “*outcrop*” en la base del perfil, el programa modifica el acelerograma (y por ende también la aceleración máxima impuesta en la base del mismo) en función de los parámetros mecánicos del suelo que se encuentra por encima de la misma y del semiespacio de roca sobre el que apoya el perfil de suelo. Como resultado de la segunda

opción la aceleración máxima que se obtiene en la superficie es en general inferior a la que se obtendría con el mismo acelerograma especificado en la base como “inside”.

En el presente trabajo se adopta la opción “inside”. El proceso de cálculo en todos los casos analizados se efectuó hasta alcanzar la convergencia, que en ningún caso requirió más de 8 ciclos de iteración. Como resultado de los análisis se obtuvieron el módulo secante de corte, el coeficiente de amortiguamiento crítico y la aceleración máxima en la superficie para cada perfil. Los valores del módulo de corte y del coeficiente de amortiguamiento obtenidos, son los que corresponden a las deformaciones de corte inducidas en cada estrato debido a las aceleraciones aplicadas en la base.

Como ejemplo se realizó el cálculo para el perfil E solicitado a la acción sísmica del terremoto de Loma Prieta. Los resultados están dados en las Tablas 3 y 4, donde se muestran el módulo de corte y el coeficiente de amortiguamiento para cada estrato, respectivamente, para la última iteración del análisis. El método lineal equivalente no define, ni permite estimar, en qué instante el suelo deja el campo elástico y sufre deformaciones permanentes. Los valores del coeficiente de amortiguamiento obtenidos con este método, como se ilustra más adelante, son mayores o iguales a los obtenidos con el modelo de Mohr-Coulomb a través del programa ABAQUS. En las tablas puede apreciarse el efecto no lineal del suelo, la relación de amortiguamiento alcanza valores superiores al 27% cuando la aceleración máxima en la base es de 1.5g.

Espesor de los estratos h (m)	Módulo de corte G (Mpa)														
	Aceleraciones máximas en g														
	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g	0.7g	0.8g	0.9g	1.0g	1.1g	1.2g	1.3g	1.4g	1.5g
5.6	15.8	13.7	11.0	9.5	8.8	8.4	7.8	7.1	6.4	5.7	5.0	4.8	4.6	4.4	4.3
5.6	10.0	7.1	4.6	4.0	3.5	3.2	3.0	2.9	2.8	2.8	2.7	2.7	2.6	2.6	2.5
7.0	25.0	19.8	15.8	11.8	10.0	9.1	8.4	7.7	7.0	6.4	6.1	6.0	5.9	5.9	5.8
4.2	56.7	49.4	42.0	34.5	31.1	27.5	24.3	21.0	18.9	18.1	17.4	16.7	16.0	15.4	14.8
4.2	55.6	47.2	38.5	31.5	27.9	23.9	20.2	18.5	17.6	16.9	16.2	15.5	14.8	14.2	13.6
4.2	54.9	45.6	35.0	28.6	24.8	20.3	18.4	17.4	16.6	15.9	15.2	14.5	13.8	13.1	12.6
4.8	99.2	85.8	70.0	58.9	53.7	48.9	45.0	41.5	38.4	35.6	32.6	30.3	29.5	28.7	28.1
4.8	99.0	82.5	65.3	54.9	50.4	45.7	41.9	38.4	35.2	32.2	30.2	29.3	28.5	27.8	27.2
4.8	98.8	79.3	61.4	52.3	47.8	43.2	39.4	35.8	32.5	30.3	29.4	28.6	27.8	27.2	26.3
4.8	97.4	76.6	58.4	50.5	45.8	41.2	37.4	33.8	30.6	29.7	28.9	28.1	27.4	25.9	24.4

Tabla 3: Valores finales de G obtenidos para el perfil E, acelerograma Loma Prieta – Programa EERA

Espesor de los estratos h (m)	Coeficiente de amortiguamiento ξ (%)														
	Aceleraciones máximas en g														
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
5.6	7.5	10.0	13.3	15.1	16.0	16.5	17.3	18.3	19.2	20.1	21.1	21.4	21.8	22.1	22.4
5.6	14.6	18.2	21.8	23.0	23.9	24.4	25.1	25.5	25.8	26.0	26.2	26.5	26.7	26.9	27.0
7.0	11.7	14.9	17.4	20.0	21.2	22.1	22.8	23.4	24.0	24.6	25.0	25.2	25.4	25.6	25.7
4.2	8.7	11.0	13.4	15.8	17.0	18.2	19.3	20.4	21.2	21.6	21.9	22.3	22.6	22.9	23.2
4.2	9.0	11.7	14.5	16.8	18.1	19.4	20.7	21.4	21.8	22.2	22.5	22.9	23.2	23.6	23.8
4.2	9.2	12.2	15.7	17.8	19.1	20.6	21.4	21.9	22.3	22.7	23.0	23.4	23.8	24.1	24.4
4.8	7.0	9.6	12.7	15.0	16.1	17.1	17.9	18.7	19.3	19.9	20.6	21.1	21.4	21.6	21.8
4.8	7.0	10.2	13.7	15.8	16.8	17.8	18.6	19.4	20.0	20.7	21.1	21.4	21.7	21.9	22.1
4.8	7.1	10.9	14.5	16.4	17.3	18.3	19.1	19.9	20.6	21.1	21.4	21.6	21.9	22.1	22.4
4.8	7.3	11.4	15.1	16.8	17.8	18.8	19.6	20.3	21.0	21.3	21.5	21.8	22.0	22.5	23.0

Tabla 4: Valores finales de ξ obtenidos para el perfil E, acelerograma Loma Prieta – Programa EERA

Para ambos perfiles del suelo se calculó la aceleración máxima en la superficie libre para cada intervalo de aceleración máxima y así el factor de amplificación. Este análisis fue realizado para los cuatro acelerogramas ilustrados en las Figuras 2 a 5. El factor de amplificación dinámica obtenido está representado en las Figuras 6 y 7 para los perfiles de suelo “E” y “D” respectivamente.

Las curvas de amplificación obtenidas para los cuatro sismos presentan la misma tendencia, disminuyen a medida que la aceleración máxima en la base aumenta. En la Figura 8 se comparan las curvas promedio de amplificación obtenidas para los dos perfiles de suelo, observándose que el suelo “E” da valores de amplificación algo menores que el suelo “D” hasta una aceleración de la base de 0.4g. Para mayores aceleraciones en la roca la tendencia se invierte, y el perfil “E” pasa a tener valores del factor de amplificación mayores que el suelo “D”.

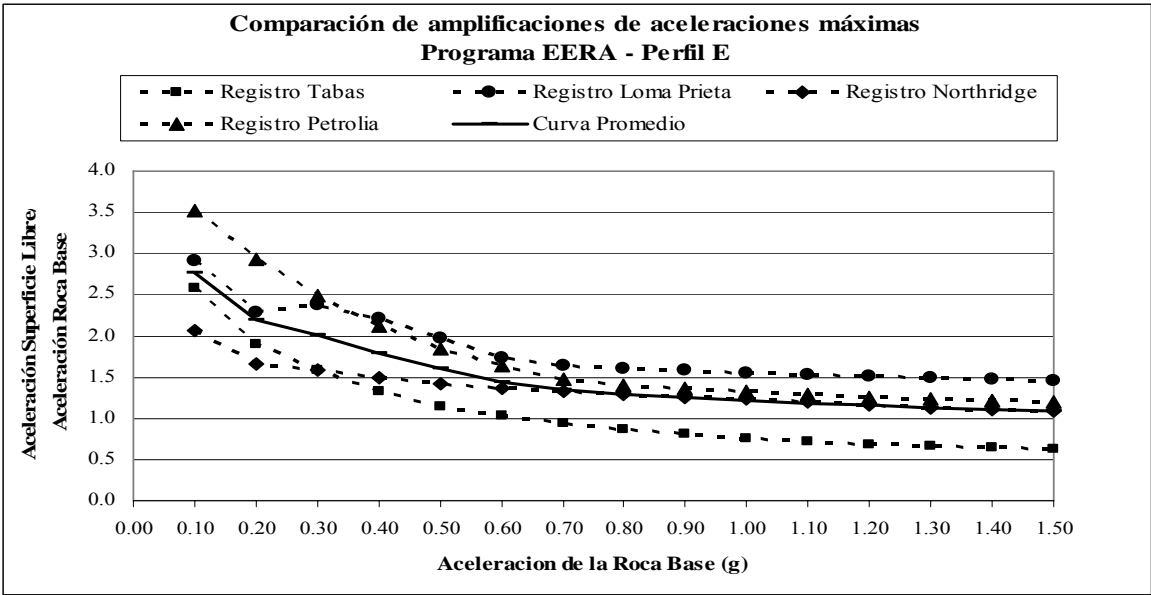


Figura 6: Factor de amplificación en función de la aceleración en la base del Perfil E – Programa EERA

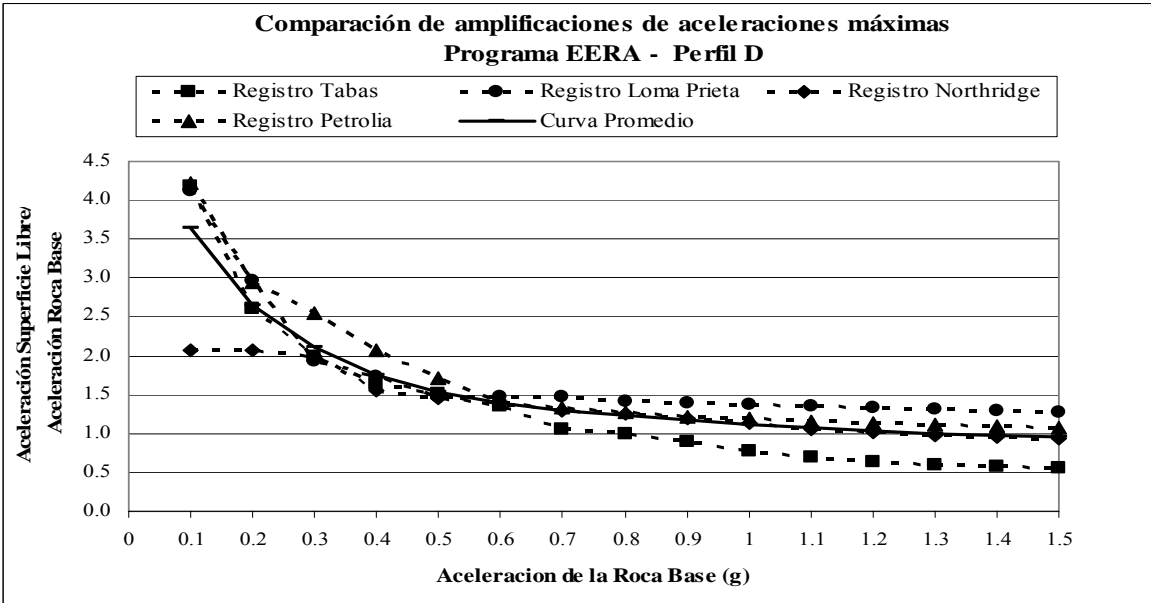


Figura 7: Factor de amplificación en función de la aceleración en la base del Perfil D – Programa EERA

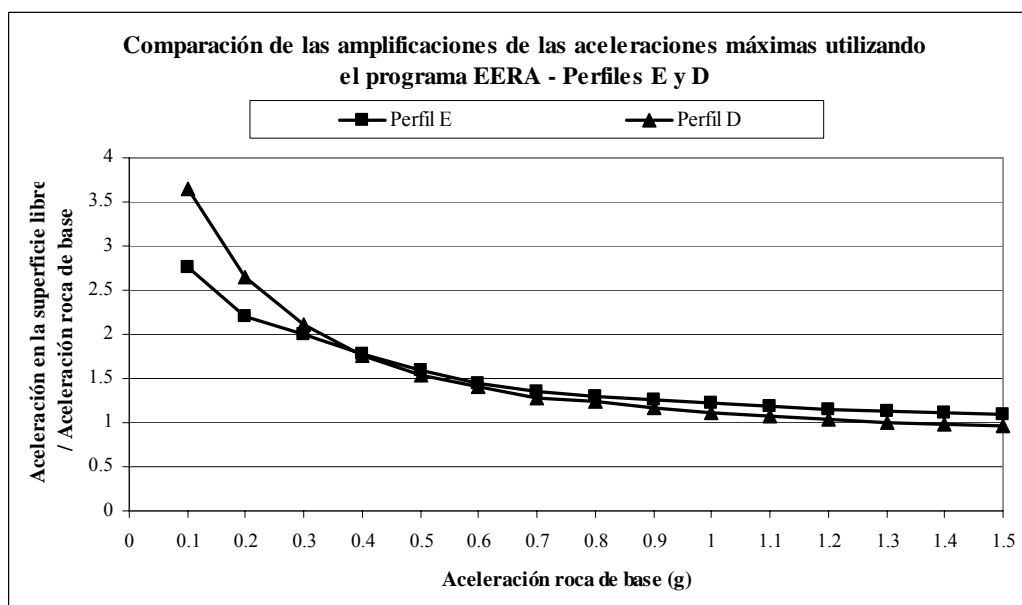


Figura 8: Comparación de los factores de amplificación medios de los perfiles E y D – Programa EERA

3.2 Modelo elástico perfectamente plástico de Mohr-Coulomb (ABAQUS)

En el modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb el amortiguamiento del suelo se separa en dos partes para el cálculo, a diferencia de lo que ocurre en el método lineal equivalente. Estas partes pueden diferenciarse en: i) la correspondiente al amortiguamiento del suelo mientras se mantiene en régimen elástico, y ii) la parte relacionada con la incursión del material en el campo plástico. A los efectos de estimar cada una de estas componentes se calculó el amortiguamiento en régimen elástico a través de iteraciones sucesivas efectuadas en forma exterior a ABAQUS para cada estrato, es decir, con la modificación directa y manual de los datos en forma sucesiva hasta alcanzar convergencia al valor de la máxima deformación de cada estrato. En el campo elástico se considera que el amortiguamiento es el dado por las curvas de variación de la relación de amortiguamiento de la Figura 9 para el método lineal equivalente. El amortiguamiento en el campo plástico surge de la suma de un valor constante e igual al correspondiente a la máxima deformación elástica y el efecto implícito de amortiguamiento representado por el trabajo de las tensiones a través de las deformaciones plásticas. Esta última componente, que no se expresa a través de un valor explícito, se incorpora numéricamente en forma implícita a través del procedimiento de análisis.

A diferencia del modelo lineal equivalente en el que el estado de tensiones previo al sismo sólo incide en las propiedades elásticas iniciales del suelo, en el modelo de Mohr-Coulomb las tensiones efectivas existentes controlan también la resistencia al corte del suelo, y por lo tanto, la respuesta a las acciones sísmicas. Para el análisis con ABAQUS es necesario considerar un primer paso de análisis incorporando las cargas gravitatorias permanentes para determinar las tensiones efectivas previas al sismo con sus respectivas condiciones de contorno. La respuesta sísmica del estrato se obtiene en un segundo paso en el que se aplican las condiciones de contorno propias de este estado de carga, que son diferentes a las del primer paso. Como se trata de un problema unidimensional según el eje vertical, la modelación con elementos finitos estándar de ABAQUS sólo requiere una columna de elementos rectangulares planos (deformación plana) cuyos bordes laterales están confinados horizontalmente y libres verticalmente en el primero paso de análisis, y viceversa en el segundo paso. Naturalmente, las condiciones de borde en la base y en la superficie libre

superior también son diferentes en cada paso: i) para el estado gravitatorio los desplazamientos horizontales y verticales de la base son nulos, lo mismo que las tensiones normales y de corte en la superficie, y ii) para la acción sísmica el desplazamiento horizontal en la base debido a la misma se adopta como dato, ya sea en forma de desplazamientos o aceleraciones impuestas, y el desplazamiento vertical se supone nulo ya que el efecto de amplificación dinámica que se analiza en este trabajo es sólo la correspondiente a la componente horizontal del sismo. En la superficie libre del modelo las tensiones normales y de corte en el segundo paso de análisis son también nulas.

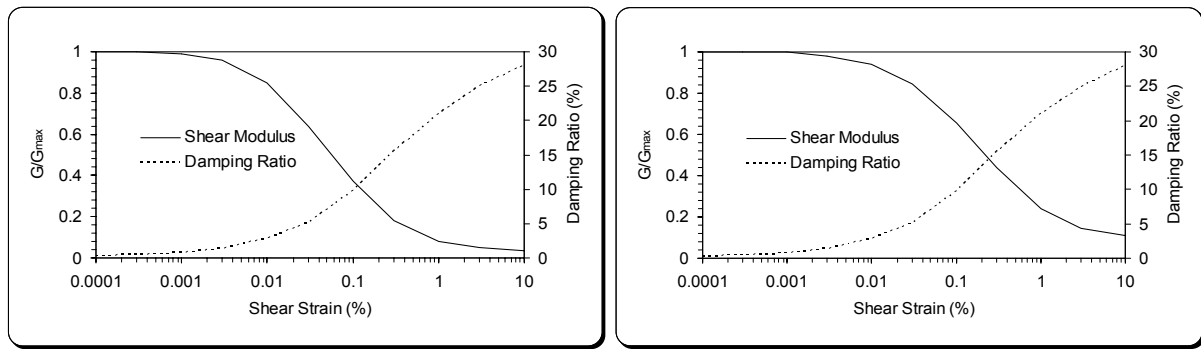
En la definición del amortiguamiento dentro del campo elástico, el programa ABAQUS permite el uso de los coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh. En este caso, para representar el amortiguamiento interno del suelo, se utilizó el amortiguamiento proporcional a la matriz de rigidez a través del coeficiente β . Este valor es independiente de la frecuencia y sólo depende de la máxima deformación elástica que puede sufrir el suelo.

La determinación del valor de β se realiza mediante iteraciones sucesivas externas al proceso estándar del programa. En la primera iteración se le asignó a la relación de amortiguamiento crítico un valor bajo, $\xi = 0.04$, siendo β igual a dos veces el valor de dicha relación. Con este valor, se procedió al cálculo de la primera iteración de la respuesta, para la que se obtuvieron valores de máxima deformación elástica y de deformación máxima total para aquellos casos en que se supera la resistencia del suelo.

Con la máxima deformación de corte elástica, γ_{max} , se calculó la máxima deformación efectiva (γ_{eff}). La relación $\gamma_{max}/\gamma_{eff}$, se denomina coeficiente R, cuyo valor depende de la magnitud del sismo. Para calcular γ_{eff} se adoptó $R = 0.6$ para todos los casos estudiados. Con el valor de γ_{eff} así determinado, expresado en porcentaje, se obtiene de las curvas de la Figura 9 el coeficiente de amortiguamiento ξ según el estrato corresponda a suelo arenoso o arcilloso. Con el nuevo valor de ξ se efectúan las iteraciones necesarias para converger al valor de ξ (o de β). Estos análisis se realizaron para valores crecientes de aceleración sísmica máxima en la roca, de modo que eventualmente el suelo alcanza su máxima resistencia al corte, a partir del cual el coeficiente de amortiguamiento se mantiene constante para mayores sollicitaciones.

La máxima deformación elástica que puede soportar el suelo es aquella asociada a la máxima tensión de corte que resiste cada estrato. Las Tablas 5 y 6 ilustran la variación del coeficiente de amortiguamiento utilizado para los diferentes niveles de aceleración máxima en roca aplicados a los perfiles “E” y “D”.

Para deformaciones mayores a la deformación elástica el coeficiente β se mantiene constante y el amortiguamiento adicional se evalúa en forma implícita a través de las deformaciones plásticas del suelo.



a) Arenas

b) Arcillas

Figura 9: a) Módulo de corte para arena (Seed & Idriss 1970) – Coeficiente de amortiguamiento para arena (Idriss 1990); b) Módulo de corte para arcilla (Seed & Sun, 1989) - Coeficiente de amortiguamiento para arcilla (Idriss 1990)

Para el perfil “E” con ángulo de fricción igual a 10° y resistencia al corte no drenada igual a 50 kPa se procedió a calcular la máxima deformación de corte en campo elástico de cada estrato.

	Prof. h (m)	σ (kPa)	ζ (kPa)	G (MPa)	γ_{max}	γ_{ef}	γ_{ef} (%)	ξ tabla (%)	β
Estr. 1	5.6	100.49	67.72	21.01	0.0032	0.0019	0.1934	12.65	0.045
Estr. 2	11.2	200.98	85.44	21.01	0.0041	0.0024	0.2440	13.79	0.049
Estr. 3	18.2	326.60	107.59	42.95	0.0025	0.0015	0.1503	10.94	0.039
Estr. 4	22.4	401.25	120.75	80.92	0.0015	0.0009	0.0895	9.02	0.032
Estr. 5	26.5	476.08	133.95	80.92	0.0017	0.0010	0.0993	9.80	0.035
Estr. 6	30.7	550.55	147.08	80.92	0.0018	0.0011	0.1091	9.80	0.035
Estr. 7	35.6	637.94	162.49	128.85	0.0013	0.0008	0.0757	7.93	0.028
Estr. 8	40.4	725.52	177.93	128.85	0.0014	0.0008	0.0829	8.40	0.030
Estr. 9	45.3	812.91	193.34	128.85	0.0015	0.0009	0.0900	9.02	0.032
Estr. 10	50.0	897.25	208.21	128.85	0.0016	0.0010	0.0970	9.49	0.034

Tabla 5: Valores de deformación máxima elástica correspondientes a cada estrato del perfil E para $c=50$ kPa, $\Phi=10^\circ$ y $\gamma=18$ kN/m³

	Prof. h (m)	σ (kPa)	ζ (kPa)	G (MPa)	γ_{max}	γ_{ef}	γ_{ef} (%)	ξ tabla (%)	β
Estr. 1	5.6	100.49	80.37	37.42	0.0021	0.0013	0.1289	10.37	0.022
Estr. 2	11.2	200.98	150.73	64.68	0.0023	0.0014	0.1398	10.94	0.023
Estr. 3	18.2	334.15	243.97	199.28	0.0012	0.0007	0.0735	7.78	0.017
Estr. 4	22.4	413.29	299.39	251.42	0.0012	0.0007	0.0714	7.47	0.016
Estr. 5	26.5	492.62	354.93	280.14	0.0013	0.0008	0.0760	7.93	0.017
Estr. 6	30.7	571.94	410.48	310.4	0.0013	0.0008	0.0793	8.24	0.018
Estr. 7	35.6	673.20	481.38	377.5	0.0013	0.0008	0.0765	7.93	0.017
Estr. 8	40.4	774.45	552.27	410.3	0.0013	0.0008	0.0808	8.24	0.018
Estr. 9	45.3	875.70	623.17	425.68	0.0015	0.0009	0.0878	8.87	0.019
Estr. 10	50.0	976.95	694.07	437.21	0.0016	0.0010	0.0952	9.49	0.020

Tabla 6: Valores de deformación máxima elástica correspondientes a cada estrato del perfil D para $c=10$ kPa, $\Phi=30^\circ$ y $\gamma=19$ kN/m³

En la Tabla 7 se indican los valores de este coeficiente para las diferentes aceleraciones máximas impuestas en la base y para cada estrato de los perfiles “E” y “D”, para el terremoto

Loma Prieta. Los valores encontrados no superan en ningún caso el 14%, a diferencia de los valores que se obtuvieron con el método lineal equivalente donde los mismos llegan hasta 27%.

En el modelo de Mohr-Coulomb se puede apreciar que a medida que las zonas van alcanzando la plastificación el coeficiente de amortiguamiento alcanza un valor máximo a partir del cual permanece constante. En la Tabla 7 se resalta en color gris aquellas zonas que alcanzaron la plastificación del suelo y en blanco aquellas cuyas deformaciones son inferiores al límite elástico. Como puede observarse en esta tabla, prácticamente la totalidad del perfil de suelos alcanza la plastificación, para el rango de aceleraciones estudiado.

El amortiguamiento crítico obtenido mediante el modelo de elementos finitos es un valor de amortiguamiento explícito de cada estrato de suelo. Por otro lado está el amortiguamiento implícito que se representa a través del comportamiento plástico, que en realidad no se expresa como una relación de amortiguamiento pero que permite determinar los acelerogramas de respuesta del suelo para los distintos estratos y niveles de excitación sísmica en la base.

Perfil E		Coeficiente de amortiguamiento crítico para las diferentes aceleraciones máximas en función de la profundidad														
		Aceleraciones máximas en g														
	$\xi_{max}(\%)$	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g	0.7g	0.8g	0.9g	1.0g	1.1g	1.2g	1.3g	1.4g	1.5g
Estr. 1	12.65	5.91	7.47	8.09	8.24	8.56	8.87	9.02	9.18	9.33	9.49	9.64	9.8	9.8	9.8	10.37
Estr. 2	13.79	10.94	12.08	12.65	13.22	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79
Estr. 3	10.94	9.80	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94
Estr. 4	9.02	7.47	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02
Estr. 5	9.80	7.93	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80
Estr. 6	9.80	8.40	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80	9.80
Estr. 7	7.93	6.53	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93
Estr. 8	8.40	6.53	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40	8.40
Estr. 9	9.02	6.53	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02	9.02
Estr. 10	9.49	6.38	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49

Perfil D		Coeficiente de amortiguamiento crítico para las diferentes aceleraciones máximas en función de la profundidad														
		Aceleraciones máximas en g														
	$\xi_{max}(\%)$	0.1g	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.6g	0.7g	0.8g	0.9g	1.0g	1.1g	1.2g	1.3g	1.4g	1.5g
Estr. 1	10.37	4.98	6.84	9.80	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37	10.37
Estr. 2	10.94	6.53	10.37	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94	10.94
Estr. 3	7.78	4.36	7.78	7.78	7.78	7.78	7.78	7.78	7.78	7.78	7.78	7.78	7.78	7.78	7.78	7.78
Estr. 4	7.47	4.20	6.38	7.47	7.47	7.47	7.47	7.47	7.47	7.47	7.47	7.47	7.47	7.47	7.47	7.47
Estr. 5	7.93	4.20	5.91	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93
Estr. 6	8.24	4.20	5.60	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24
Estr. 7	7.93	3.89	5.13	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93	7.93
Estr. 8	8.24	3.89	4.98	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24	8.24
Estr. 9	8.87	3.89	5.13	8.87	8.87	8.87	8.87	8.87	8.87	8.87	8.87	8.87	8.87	8.87	8.87	8.87
Estr. 10	9.49	3.89	5.29	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49	9.49

Tabla 7: Valores del coeficiente de amortiguamiento crítico encontrados para el perfil E y D, terremoto Loma Prieta – Programa ABAQUS

Las Figuras 10 y 11 presentan la variación del coeficiente de amortiguamiento obtenido para el perfil “E” con el método lineal equivalente y el método de elementos finitos, respectivamente.

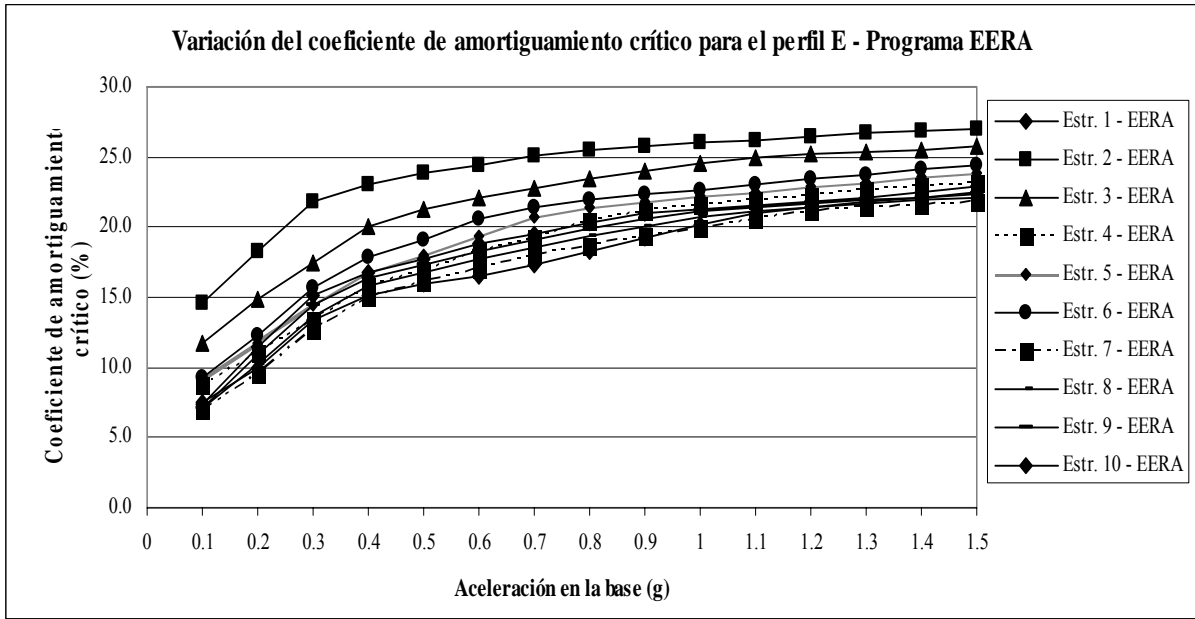


Figura 10: Coeficiente de amortiguamiento para los diferentes estratos del perfil “E” obtenidos con el método lineal equivalente para el sismo de Loma Prieta

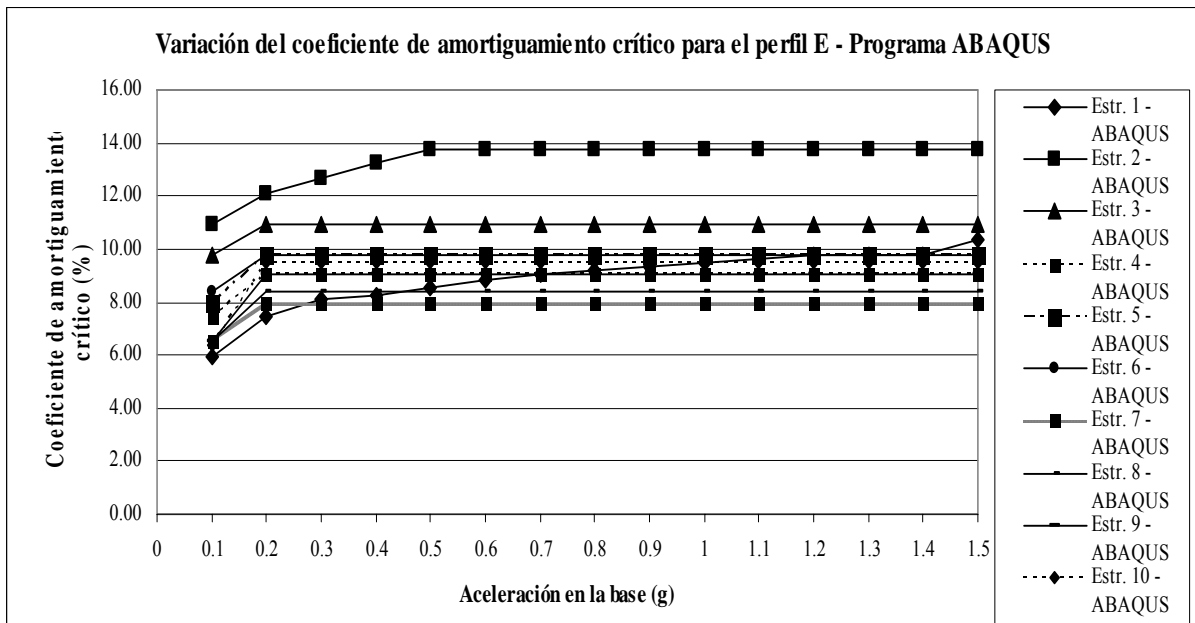


Figura 11: Coeficiente de amortiguamiento para los diferentes estratos del perfil “E” con el modelo de Mohr-Coulomb para el sismo de Loma Prieta

Las Figuras 12 y 13 presentan la variación del factor de amplificación en función de la amplitud de la excitación obtenidos con ABAQUS para los perfiles “E” y “D” respectivamente. Una comparación del valor medio, para los sismos considerados, del factor de amplificación de los perfiles “E” y “D” con dicho modelo, se ilustra en la Figura 14.

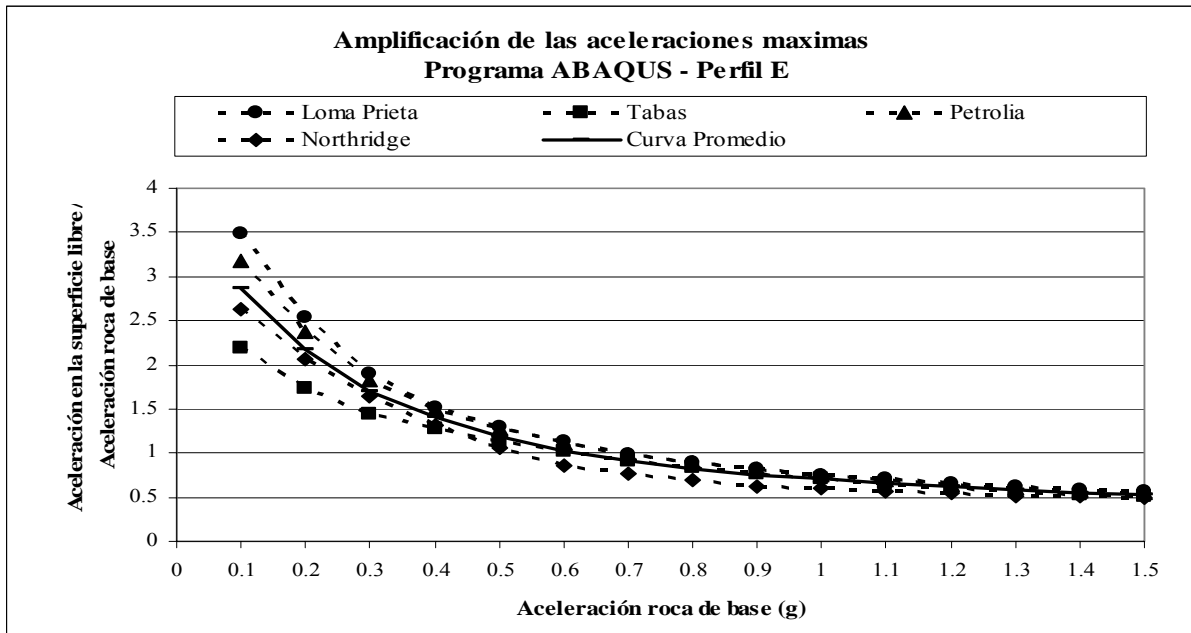


Figura 12: Factor de amplificación en función de la aceleración en la base para el perfil E - Modelo Mohr-Coulomb – Programa ABAQUS

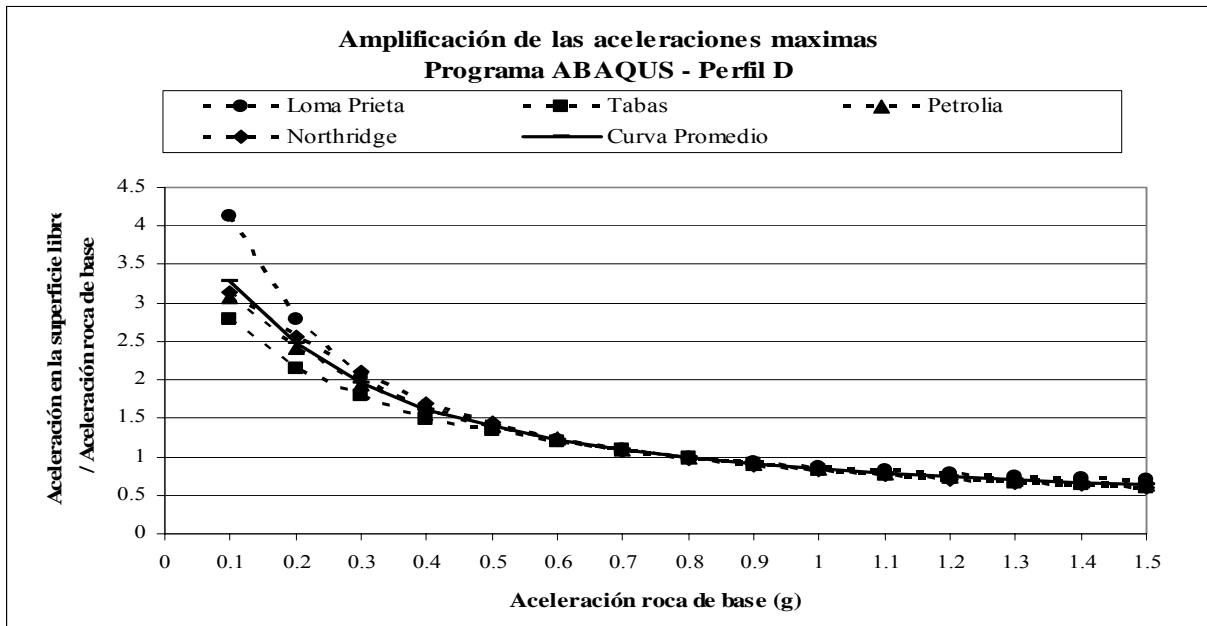


Figura 13: Factor de amplificación en función de la aceleración en la base para el perfil D - Modelo Mohr-Coulomb - Programa ABAQUS

En esta figura puede apreciarse que la amplificación en suelo firme es algo mayor que en suelo blando. Ambas curvas presentan la misma forma y tienden a valores próximos conforme aumenta la aceleración en la roca.

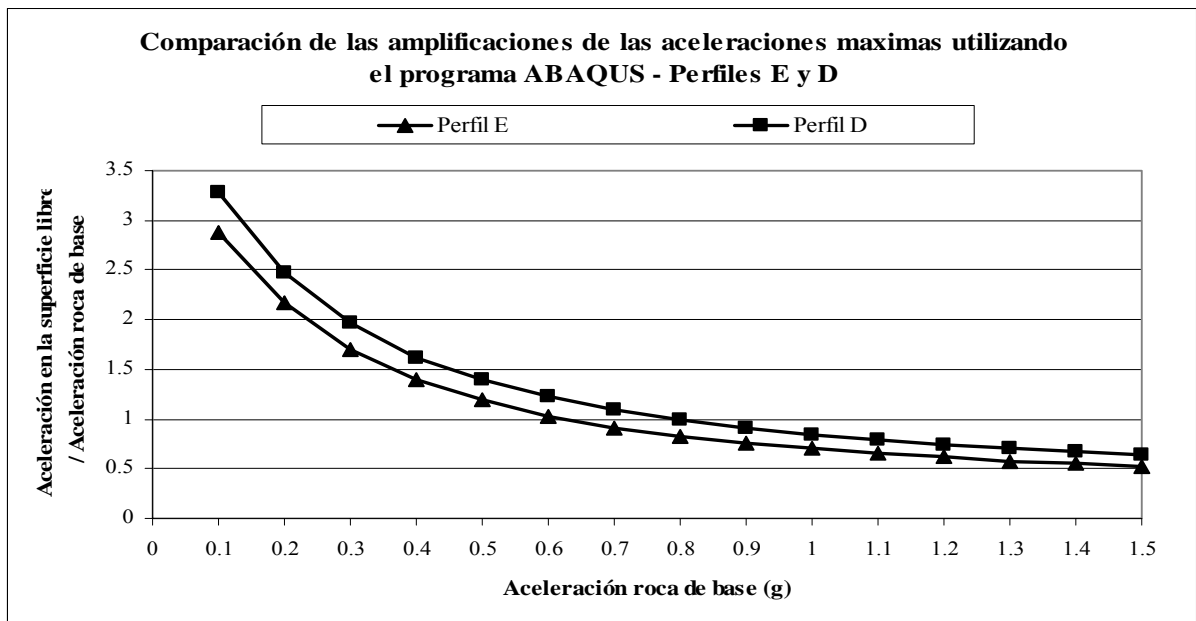


Figura 14: Comparación de los factores de ampliación, perfiles E y D – Modelo Mohr-Coulomb - Programa ABAQUS

En la Figura 15 se presenta la variación del coeficiente de ampliación para el perfil “E” para una cohesión de todos los estratos de 100 kPa en lugar de 50 kPa como en el primer caso de las Figuras 12 a 14. En este cálculo se aplicaron las componentes del sismo registrado en Cape Mendocino, estación Petrolia. También se analiza el caso en que la cohesión es uniforme e igual a 150 kPa con el objeto de poner de manifiesto el efecto que tiene un aumento en la resistencia al corte del suelo sobre el factor de ampliación de la aceleración máxima en roca, que se ilustra en la Figura 15.

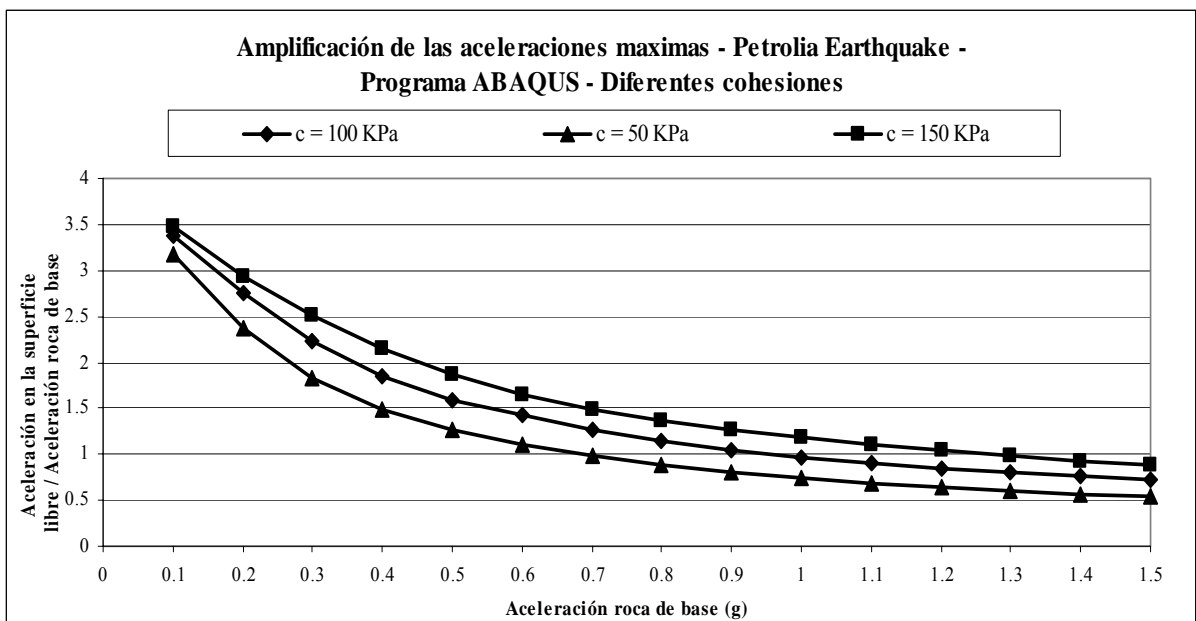


Figura 15: Variación del coeficiente de ampliación en función de la cohesión para el perfil E sometido al terremoto de Cape Mendocino, estación Petrolia – Programa ABAQUS

3.3 Comparación de los resultados obtenidos con ambos modelos

Perfil E: La Figura 16 presenta la comparación entre las curvas del factor de amplificación obtenido para el perfil “E” con ambos modelos para una cohesión igual a 50 kPa. Se puede apreciar que cuando la aceleración máxima en la base es mayor que 0.2g el modelo de Mohr-Coulomb da un coeficiente de amplificación en la superficie menor que el modelo lineal equivalente. Para aceleraciones en la base elevadas el factor de amplificación es aproximadamente igual a la mitad del obtenido con el método lineal equivalente.

La Figura 17 presenta el factor de amplificación para tres valores distintos de cohesión (50, 100 y 150 kPa) con el modelo Mohr-Coulomb y el dado por el método lineal equivalente para el perfil “E”. Se puede apreciar que para una cohesión igual a 150 kPa, ambos modelos dan resultados muy próximos entre sí en todo el rango de aceleraciones máximas consideradas.

La Tabla 8 muestra la diferencia en porcentaje del factor de amplificación dado por ambos modelos para una cohesión igual a 50 kPa.

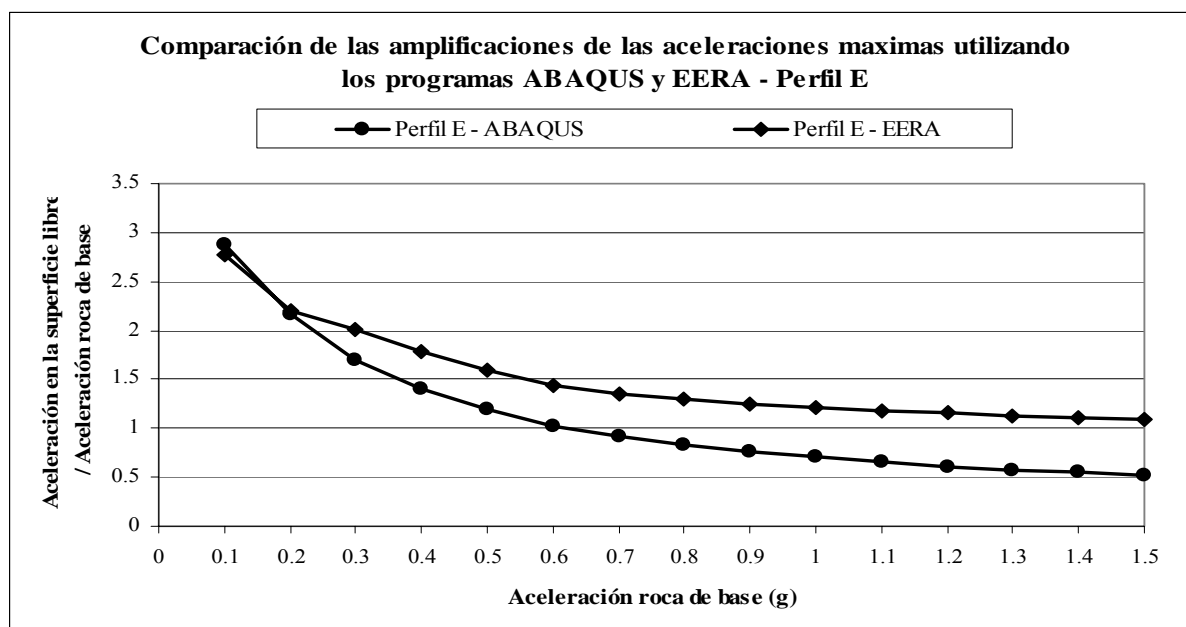


Figura 16: Comparación de las curvas de amplificación obtenidas por los dos métodos, perfil “E” y cohesión $c=50$ kPa

Perfil E	Ac.máx.sup.	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
EERA	amplificación	2.8	2.2	2.0	1.8	1.6	1.4	1.3	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.1	1.1	1.1
ABAQUS	amplificación	2.9	2.2	1.7	1.4	1.2	1.0	0.9	0.8	0.8	0.7	0.7	0.6	0.6	0.6	0.5
Perfil E	Diferencia (%)	-11.1	2.5	30.3	38.8	40.6	41.0	43.0	46.8	49.6	51.1	52.6	53.8	55.0	55.7	56.4

Tabla 8: Factor de amplificación por ambos métodos para el perfil “E” y cohesión $c = 50$ kPa

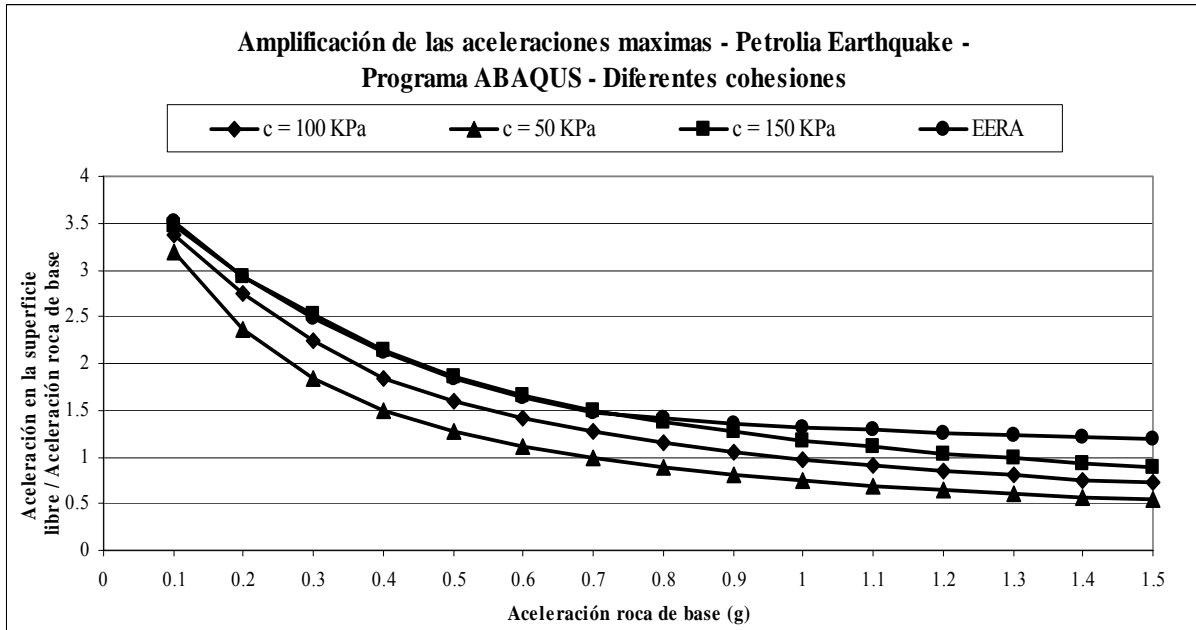


Figura 17: Amplificación en superficie obtenida por ambos métodos, perfil “E”

Perfil D: Para el perfil “D” (cohesión $c = 10$ kPa) la diferencia entre ambos métodos no resulta tan marcada como las encontradas para el perfil “E” según se ilustra en la Tabla 9 y en la Figura 18. En este caso la diferencia entre ambos modelos se mantiene casi constante en todo el rango de la variación de aceleraciones máximas impuesta en la base. Por analogía con lo observado en el perfil “E”, para valores de cohesión superiores a la considerada se debe esperar que el factor de amplificación dado por Mohr-Coulomb resulte superior al del método lineal equivalente, aunque en menor proporción que en el anterior caso debido a la mayor incidencia en este perfil de la fricción en la resistencia al corte respecto a la contribución de la cohesión.

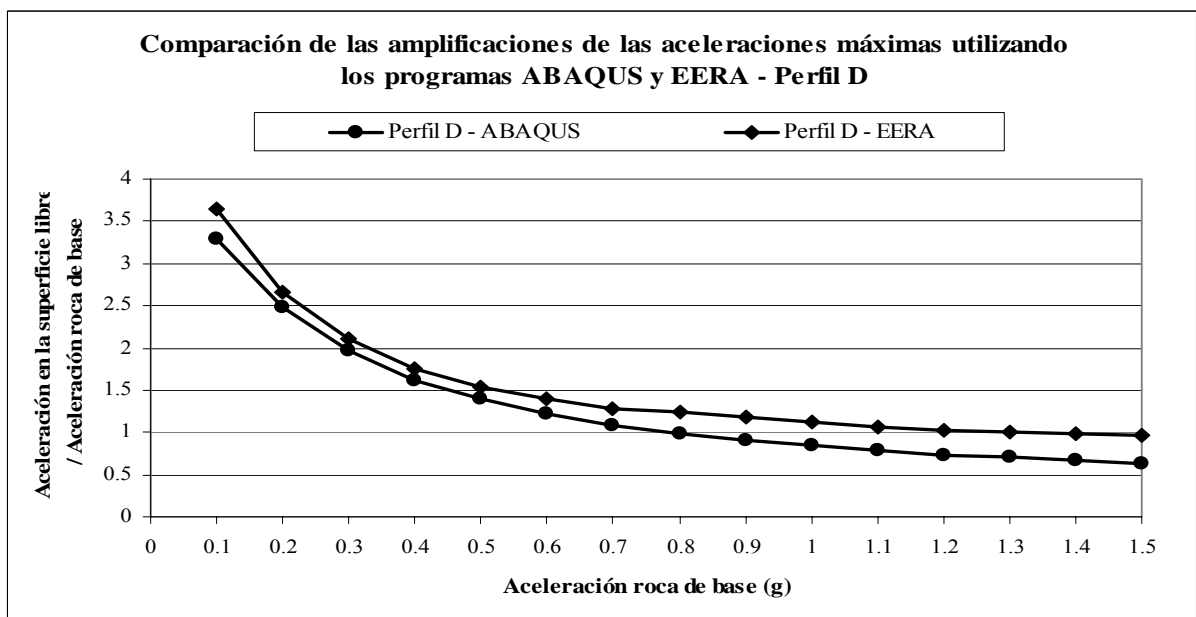


Figura 18: Amplificación en superficie obtenida por los dos, perfil “D”

Perfil D	Ac.máx.sup.	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
EERA	amplificación	3.7	2.7	2.1	1.8	1.5	1.4	1.3	1.2	1.2	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0
ABAQUS	amplificación	3.3	2.5	2.0	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	0.9	0.8	0.8	0.7	0.7	0.7	0.6
Perfil D	Diferencia (%)	37.0	17.8	15.3	13.9	14.8	18.0	20.1	24.8	26.6	27.4	28.6	29.4	30.5	31.4	32.9

Tabla 9: Factores de amplificación obtenidos por ambos métodos, Perfil “D”

Coefficiente de amortiguamiento: La Figura 19 presenta el coeficiente de amortiguamiento histerético resultante del análisis con ambos modelos constitutivos para los perfiles “E” y “D” en todo el rango de intensidades sísmicas consideradas. Se puede apreciar que en el modelo de Mohr-Coulomb el coeficiente de amortiguamiento permanece, acotado al correspondiente inicio de las deformaciones plásticas, esta en el entorno del 10%, mientras que en el método lineal equivalente el valor máximo alcanza el 25%.

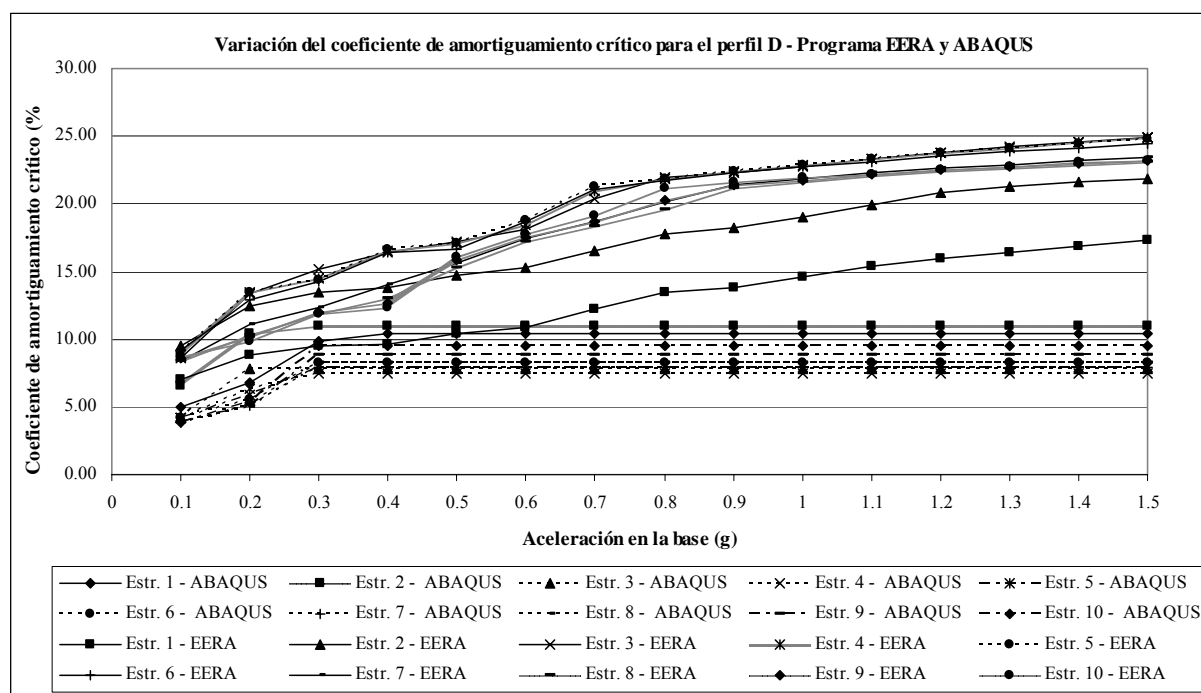


Figura 19: Comparación de los valores del coeficiente de amortiguamiento crítico utilizado en ambos métodos de cálculo, EERA y ABAQUS

4 CONCLUSIONES

En este trabajo se llevó a cabo la comparación del factor de amplificación obtenido para dos depósitos de suelo sometidos a la acción sísmica mediante el método lineal equivalente (programa EERA) y el método de elementos finitos (programa ABAQUS, con modelo de Mohr-Coulomb). Los resultados del presente trabajo muestran que ambos procedimientos numéricos indican que la amplificación dinámica disminuye a medida que se incrementa la intensidad de la acción sísmica, resultado que está de acuerdo con todas las observaciones empíricas de los registros de las aceleraciones causadas por terremotos.

No se consideró la presencia del nivel freático y su influencia en el cálculo de las amplificaciones. En el caso del método lineal equivalente el efecto del nivel freático se limita

a modificar el peso específico del suelo incluyendo el agua que lo satura. Por el contrario, ABAQUS no distingue entre tensiones totales y tensiones efectivas del suelo, por lo que para incorporar el efecto del agua es necesario recurrir a ciertos artificios ad-hoc que no están incorporados en la versión estándar disponible del programa y lo tornan poco atractivo para este tipo de análisis.

Para un perfil de suelo caracterizado como tipo “E” de *NEHRP* el método lineal equivalente da como resultado un factor de amplificación de la aceleración máxima desde la roca de base hasta la superficie que varía entre un valor aproximadamente menor a 3.0, para registros de la aceleración máxima en la roca de 0.1g o menores. Este factor de amplificación disminuye aproximadamente a 1.1 para aceleraciones máximas en la roca de base de 1.5g. Para el mismo perfil de suelo, el modelo de Mohr-Coulomb arroja un valor que varía entre 3.0 a 3.5 para 0.1g de aceleración máxima en la roca y entre 0.5 y 0.9 para una aceleración en roca de 1.5g, según el valor de la cohesión aparente del suelo se encuentre entre 50 y 150 kPa, respectivamente.

Para un perfil de suelo tipo D de *NEHRP* ambos procedimientos de análisis dan valores muy similares de amplificación dinámica en todo el rango de aceleraciones máximas en roca consideradas (0.1 a 1.5g), que para 0.1g se encuentran entre 3.4 y 3.6, hasta 0.6 a 1 para 1.5g.

Si bien el método lineal equivalente estima amplificaciones en general superiores que el modelo de Mohr-Coulomb, la diferencia entre ambos procedimientos de análisis se mantiene dentro de valores aceptables (menos del 5%) cuando la aceleración máxima en roca es menor o igual a 0.2g, y se incrementa hasta llegar a valores próximos al 60% para aceleraciones máximas en roca superiores a 1.5g.

En forma sistemática el método lineal equivalente da valores de amplificación ligeramente superiores al modelo de Mohr-Coulomb.

REFERENCIAS

- Aguirre, J. y Irikura, K. Nonlinearity, liquefaction and velocity variation of soft soil layers in Port Island, Kobe, during the Hyogo-ken Nanbu earthquake. *Bull. Seism. Soc. Am.* 87-5, 1244–158, 1997.
- Bard, P.-Y. y Riepl-Thomas, J. Wave propagation in complex geological structures and their effects on strong ground motion, 1999.
- Bardet, J. P., ICHII, K. y LIN, C. H. EERA: A Computer Program for Equivalent linear Earthquake site Response Analysis of Layered Soil Deposits. *University of Southern California, Department of Civil Engineering*, 2000.
- Borcherdt, R.D. y Glassmoyer, G. On the characteristics of local geology and their influence on ground motions generated by the Loma Prieta earthquake in the San Francisco Bay region, California. *Bull. Seism. Soc. Am.* 82, 603–641, 1992.
- Borcherdt, R.D. y Wentworth, C.M. Strong ground motion by the Northridge earthquake of January 17, 1994: Implications for seismic design coefficients and seismic zonation. *In: Proceedings of the Fifth International Conference on Seismic Zonation*. October 17-19, Nice, France, Ouest Editions Nantes, II, 964–971, 1995.
- Chávez-García, F.J. y Bard, P. -Y. Gravity waves in Mexico City? I. Gravity perturbed waves in an elastic solid. *Bull. Seism. Soc. Am.* 83, 1637–1655, 1993a.
- Chávez-García, F.J. y Bard, P. -Y. Gravity waves in Mexico City? II. Coupling between an elastic solid and a fluid layer. *Bull. Seism. Soc. Am.* 83, 1656–1675, 1993b.
- Idriss, I.M. Response of soft soil sites during earthquakes. *In: Proc. H. Bolton Seed Memorial*

- Symposium, BiTech Publishers, Vancouver, British Columbia, Vol. 2, pp. 273–289, 1990.*
- Kazuhiko Kawashima. *Department of Civil Engineering. Tokyo Institute of Technology.* Meguro, Tokyo, Japan.
- Kramer, S.L. *Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 653 pp, 1996.*
- Lomnitz, C. Mexico 1985: the case for gravity waves. *Geophys. J. Int.* 102, 569–572, 1990.
- López, O.A., Bonilla, R., Hernández, J.J y Fernández, A. Propiedades de las tres componentes principales del movimiento sísmico. *Boletín Técnico IMME, Volumen 42 N1, 2004.*
- Mohammadioun, B. Nonlinear response of soils to horizontal and vertical bedrock earthquake motion. *J. Earthq. Eng.* 1-1, 93–119, 1997.
- NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) recommended provisions for seismic regulations for new buildings. *Federal Emergency Management Agency Report FEMA 302, Washington DC, 1997, 1-337.*
- Schnabel, P.B., Lysmer, J. y Seed, H. B. Shake: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. *Report EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1972.*
- Seed, H.B. y Idriss, I.M. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. *Earthquake Engineering Research center, University of California.* Report EERC 70-10, Berkeley, 1970.
- Silva, W. Site geometry and global characteristics. *In: Proceedings of the NSF/EPRI workshop on dynamic soil properties and site characterization, EPRI NP-7337, 1, 6.1–6.80, 1991.*
- Singh, S.K., J. Lermo, T. Dominguez, M. Ordaz, J.M. Espinosa, E. Mena y Quaas, R. The Mexico earthquake of September 19, 1985 - A study of amplification of seismic waves in the valley of Mexico with respect to a hill zone site. *Earthquake Spectra* 4, 653–674, 1998.