

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**“COMPORTAMIENTO DINÁMICO Y EVALUACIÓN DE  
RESPUESTA SÍSMICA 1D DE MATERIALES GRANULARES  
OBTENIDOS POR VOLADURA Y CHANCADO”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR**

**MYZAEEL JACOB VALDIVIA PAUCAR**

**ASESOR**

**M.Sc. Ing. DENYS PARRA MURRUGARRA**

**LIMA- PERÚ**

**2020**

© 2020, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”**

Myzael Jacob Valdivia Paucar

[Myzael.valdivia@gmail.com](mailto:Myzael.valdivia@gmail.com)

991015480

*A mis padres, hermanos y abuela,  
quienes me brindaron un apoyo  
incondicional a lo largo de mi vida*

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi alma máter, la Universidad Nacional de Ingeniería y la Facultad de Ingeniería Civil por las enseñanzas compartidas por sus docentes, quienes influyeron en mí y me motivaron a crecer día a día.

A mi asesor M.Sc. Denys Parra Murrugarra, quien despertó en mí el amor a la ingeniería geotécnica y particularmente en la Dinámica de Suelos sobre el que he desarrollado la presente tesis. Agradezco el soporte brindado, sus consejos y recomendaciones para culminar esta investigación.

Asimismo, mi agradecimiento a la empresa Anddes Asociados SAC, quien me brindó el apoyo para el desarrollo de la tesis a través del Área de Investigación. El agradecimiento también al personal de área de geotecnia: Waldo Huallanca, Jesús Negrón, Luis Rivas, Ronald Landa, Rocio Uriate, Keith Perez, Leonardo Salas, Luis Rivas y Miguel Jiménez, quienes me compartieron parte de sus conocimientos y experiencia que me permitió crecer profesionalmente durante estos 5 años de carrera.

Un agradecimiento muy especial hacia Renzo Ayala, quien confió en mí desde el inicio, co-asesor de este trabajo, por su apoyo y su preocupación diaria para llevar a cabo esta investigación de manera desinteresada.

A mis amigos de la universidad: Ronald, Hassler, Glen, Andrei, Mishel, Ingrid y Eder, por los momentos vividos, por su compañerismo y por estar ahí presente durante los 5 años de carrera.

Finalmente, A mi familia, y en especial a mi madre (Zoila) y mi abuela (Antonia), por su amor y el gran esfuerzo brindado para poder crecer en la vida y salir adelante. Porque me apoyaron en cada momento, en mis caídas, pero también en mis triunfos. Gracias.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b>	<b>4</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>6</b>
<b>PRÓLOGO</b>	<b>8</b>
<b>LISTA DE TABLAS</b>	<b>10</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>11</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS</b>	<b>18</b>
<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN</b>	<b>20</b>
1.1 GENERALIDADES	21
1.2 PROBLEMÁTICA	24
1.3 OBJETIVOS	25
1.3.1 Objetivo general	25
1.3.2 Objetivos específicos	26
1.4 HIPÓTESIS	26
1.4.1 Hipótesis general	26
1.4.2 Hipótesis específica	26
<b>CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO</b>	<b>28</b>
2.1 PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO	28
2.1.1 Caracterización del suelo cargado cíclicamente	30
2.1.1.1 Modelo lineal equivalente	31
2.1.1.2 Modelo no lineal	33
2.1.1.3 Consideraciones adicionales	35
2.2 ENSAYOS DE LABORATORIO	37
2.2.1 Ensayos dinámicos	38
2.2.1.1 Ensayo de columna resonante	38
2.2.1.2 Ensayo multi-modal de gran escala	41
2.2.2 Ensayos cíclicos	45
2.2.2.1 Ensayo triaxial cíclico	45
2.2.2.2 Ensayo de corte torsional cíclico	47
2.2.3 Ensayo combinado de columna resonante y corte torsional	48
<b>CAPÍTULO III: ESTADO DEL ARTE EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO PARA EL ANÁLISIS RESPUESTA SÍSMICA 1D</b>	<b>50</b>
3.1 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA	50
3.1.1 Análisis de respuesta sísmica lineal equivalente	50

3.1.2	Análisis de respuesta sísmica no lineal	51
3.2	ECUACIONES DE DISEÑO DE HARDIN Y DRNEVICH (1972)	53
3.3	PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO EN LA LITERATURA	56
3.3.1	Relaciones empíricas en arenas	56
3.3.2	Curvas de Seed e Idriss (1970)	58
3.3.3	Curvas de Ishibashi y Zhang (1993)	59
3.3.4	Ecuaciones de predicción, Darendeli (2001)	60
3.3.5	Relaciones empíricas en gravas	67
3.3.6	Ecuaciones de predicción, Menq (2003)	75
3.4	MODELOS NO LINEALES EN LA LITERATURA	82
3.4.1	Modelo hiperbólico de Kondner y Zelasko (1963)	83
3.4.2	Modelo hiperbólico de Matasovic (1993)	85
3.4.3	Modelo hiperbólico de Hashash (2001 - 2015)	89
3.4.4	Groholski <i>et al.</i> (2016)	91
<b>CAPÍTULO IV: ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE MATERIALES GRANULARES OBTENIDOS POR VOLADURA Y CHANCADO</b>		<b>95</b>
4.1	MATERIALES GRANULARES ESTUDIADOS	96
4.2	INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS	97
4.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	101
4.3.1	Ensayos índice de mecánica de suelos	101
4.3.2	Ensayo de compresión triaxial consolidado drenado	103
4.3.3	Ensayo de columna resonante y corte torsional	103
4.3.4	Ensayo triaxial cíclico	106
4.4	COMPARACIÓN EN LOS MATERIALES EXPLOTADOS: VOLADURA VS CHANCADO	111
4.5	COMPARACIÓN DE LOS MATERIALES ESTUDIADOS VS LITERATURA EXISTENTE	116
<b>CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE RESPUESTA SÍSMICA 1D Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS</b>		<b>126</b>
5.1	SENSIBILIDAD 1: PERFILES DE ANÁLISIS	126
5.2	SENSIBILIDAD 2: COMPORTAMIENTO DINÁMICO	127
5.3	SENSIBILIDAD 3: CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS DE ENTRADA	130
5.4	SENSIBILIDAD 4: TIPO DE ANÁLISIS	135

5.5	PROGRAMA DEEPSOIL	136
5.5.1	Paso 1: Definición del tipo de análisis	137
5.5.2	Paso 2: Definición del perfil de suelo y propiedades del modelo	138
5.5.3	Paso 3: Definición de la roca y el semi espacio	140
5.5.4	Paso 4: Selección de estratos de salida y sismos	141
5.5.5	Paso 5: Definición de la formulación del amortiguamiento viscoso (pequeñas deformaciones)	142
5.5.6	Paso 6: Parámetros de control del análisis	143
5.6	Análisis comparativo	145
5.6.1	Resultados obtenidos en el material obtenido por voladora “A” y chancado “B”	146
5.6.2	Comparación entre materiales y curvas de la literatura	150
	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>153</b>
	<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>161</b>
	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>163</b>
	<b>ANEXOS</b>	
	Anexo A – Resultados de ensayos de laboratorio	
	Anexo B – Resumen de columnas unidimensionales	
	Anexo C – Resultados de análisis de respuesta sísmica 1D	

## RESUMEN

En el Perú, el análisis sísmico de estructuras de tierra es de gran importancia debido a la alta sismicidad local. Por ello, se deben llevar a cabo diferentes tipos de análisis para la estimación del comportamiento sísmico de este tipo de estructuras. Una de las herramientas más comunes es el análisis de respuesta de sitio unidimensional, el cual considera el comportamiento dinámico del suelo a partir de la estimación de curvas dinámicas obtenidas de ensayos de laboratorio de alta precisión.

La presente investigación incluye una revisión actualizada sobre la respuesta sísmica unidimensional bajo los métodos lineal equivalente (LEQ) y no lineal (NL) así como el estudio del comportamiento dinámico de suelos granulares antrópicos obtenidos por voladura y chancado en la industria minera peruana. Actualmente, en la literatura científica mundial carece de información de las propiedades dinámicas de este tipo de materiales. Asimismo, en nuestro medio, este desconocimiento se ha visto acentuado debido a que por décadas no se ha contado con equipos de laboratorio para realizar ensayos dinámicos y cíclicos sobre todo en el rango de deformaciones muy pequeñas. La tesis demuestra la variabilidad que existe respecto al comportamiento dinámico de estos materiales granulares generados por procesos antrópicos comparados con los de la literatura existente. De esta comparación se concluye que es necesario ejecutar ensayos dinámicos y cíclicos para una mayor confiabilidad de los análisis de respuesta sísmica que reduzcan la incertidumbre en los diseños geotécnicos sísmicos.

En la presente investigación se llevaron a cabo 288 análisis de respuesta sísmica unidimensional para realizar comparaciones entre los análisis LEQ y NL con el programa Deepsoil considerando el modelo GQ/H. La investigación demuestra la rapidez y sencillez para realizar análisis no lineales considerando este modelo, por lo cual se recomienda el empleo tanto del programa como del modelo mencionado anteriormente. Los resultados de los análisis muestran diferencias a medida que aumenta la demanda sísmica, obteniéndose menores resultados en términos de la respuesta de aceleraciones en los análisis NL.

Por último, las comparaciones entre análisis NL entre los materiales obtenidos por voladura y chancado, muestran mayores aceleraciones espectrales en el segundo caso, debido al mayor efecto lineal (menor degradación) que presenta este material en su comportamiento dinámico. Asimismo, las comparaciones utilizando curvas de literatura como la de Seed *et al.* (1986) indican resultados no representativos de la amplificación sísmica los cuales representan una incertidumbre al ser utilizado en el diseño sísmico de estructuras de tierra compuestas por materiales similares a los investigados. Los resultados obtenidos concluyen que para el material por voladura se presentará factores máximos de amplificación del orden de 2 a 2,5 mientras que en el material chancado se presentará valores del orden de 3 a 3,5. Por otro lado, al utilizar las curvas de Seed *et al.* (1986) se obtendrá factores máximos de amplificación del orden de 2 a 3 que se presentarán en periodos superiores al periodo del suelo y para periodos inferiores se presentarán deamplificaciones del orden de 0,5 a 1.

## ABSTRACT

In our country, the seismic analysis of earth structures is very important due to the high seismicity. Hence, different types of analysis for the seismic performance estimation of this type of structures should be carried out. One of the most common tools is the one-dimensional (1-D) site response analysis which considers the dynamic behavior of soil based on the estimation of dynamic curves obtained from laboratory tests of high-precision.

This research includes an updated review about the one-dimensional (1-D) seismic response on the linear equivalent (LEQ) and non-linear (NL) methods as well as the study of the dynamic performance of anthropic granular soils obtained by blasting and crushing in the Peruvian mining industry. Nowadays, in the worldwide scientific literature there is not much information about the dynamic properties of this type of materials. Besides, in our environment, this lack of knowledge has increased because of the absence of laboratory equipment during decades to perform dynamic and cyclic tests, especially at very small strains. The research shows the existence of a variability about the dynamic performance of these granular materials generated by anthropic processes compared to the existing literature. Based on this comparison, it is necessary to carry out dynamic and cyclic tests in order to increase the reliability of the seismic response analysis and reduce the uncertainty in the geotechnical seismic design.

In this investigation, two hundred and eighty-eight one-dimensional (1-D) seismic response analyses were performed in order to compare LEQ and NL analysis by using the software Deepsoil and the GQ/H model. The research shows how quick and simple is to perform nonlinear analysis considering this model, for which the use of the program and model mentioned above is recommended. The results of the analysis show differences as the seismic demand increases, obtaining minor accelerations response in the NL analysis.

Finally, comparisons between NL analysis from blasting and crushing materials show higher spectral accelerations in the second case due to their greater linear effect (less degradation) in the dynamic behavior of this material. Furthermore, comparisons using the dynamic curves from the Seed *et al.* (1986) literature show

non-representative results of the seismic amplification which represents an uncertainty when using in the seismic analysis and design of earth structures composed of similar investigated materials. The results obtained conclude that for blasting material, the maximum amplification factors will be in the order from 2 to 2.5 while in the crushing material, the values will be from 3 to 3.5. On the other hand, when using the curves of Seed et al. (1986) the maximum amplification factors will be in the order from 2 to 3. They will be presented in periods greater than the soil period and for lower periods, the amplifications factors will be in the order from 0.5 to 1.

## PRÓLOGO

El análisis sísmico de cualquier estructura de tierra en nuestro país es de gran importancia debido a la alta sismicidad existente. Para poder estimar el comportamiento sísmico de estas estructuras una de las herramientas útiles es el análisis de respuesta de sitio. Este tipo de análisis en nuestro medio y en muchos otros países usualmente se realiza mediante el análisis LEQ, dejando de lado los análisis NL debido al poco conocimiento, entendimiento y ventajas frente al análisis LEQ. Además, en la mayoría de los casos estos análisis, usando aún el método LEQ, son realizados utilizando las curvas normalizadas del módulo y de la razón de amortiguamiento existentes en la literatura y publicadas por diversos autores desde hace décadas atrás, la mayor parte de las cuales a su vez han sido obtenidas a partir de ensayos en suelos naturales.

La presente investigación desarrolla a detalle los aspectos importantes de ambos tipos de análisis LEQ y NL, y muestra sus diferencias al ser comparados en análisis de sensibilidad a partir de la caracterización de las propiedades dinámicas de materiales antrópicos provenientes de la explotación minera, hecho que es realizado por primera vez en nuestro país, debido a que la falta de equipos de laboratorio y la despreocupación del sector en analizar el comportamiento real de estos materiales, no ha hecho posible la ejecución de trabajos de este tipo.

La presente investigación se encuentra estructurada en partes claramente diferenciadas, las cuales abarcan temas como conceptos de análisis de respuesta de sitio, propiedades dinámicas del suelo, ensayos de laboratorio dinámicos y cíclicos, entre los más importantes. Una vez definidos los conceptos necesarios, se describe el estado del arte en el comportamiento dinámico de los suelos y la forma de abordar un análisis de respuesta sísmica lineal equivalente y no lineal, así como los modelos no lineales que se conocen actualmente.

Posteriormente, se describe el caso estudiado referente al comportamiento dinámico de materiales granulares obtenidos por voladura y chancado en la actividad minera, habiéndose realizado por primera vez en nuestro medio la comparación de la respuesta sísmica, a través de un análisis de sensibilidad, utilizando las propiedades de los materiales obtenidas a partir de un programa de

ensayos dinámicos y cíclicos de laboratorio versus la respuesta obtenida a partir de las curvas existentes en la literatura, concluyéndose que el uso de curvas de la literatura puede conllevar a encontrar resultados con diferencias importantes en la respuesta en términos de aceleraciones con relación a los resultados utilizando resultados de ensayos en muestras representativas, lo cual implica que cuando no se disponen de ensayos en los materiales analizados y se tiene que recurrir a la información de la literatura se tendrán incertidumbres que pueden subestimar o sobre estimar la respuesta.

ASESOR

## LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1. Parámetros que controlan el comportamiento no lineal del suelo y su importancia relativa en términos de afectar el módulo de corte y el amortiguamiento (Hardin y Drnevich, 1972b). .....	54
Tabla 3.2. Parámetros que relacionan las curvas de módulo de corte normalizado y razón de amortiguamiento para un tipo de suelo según el modelo de Darendeli, 2011. ....	62
Tabla 3.3. Valores de $K_2$ en suelos arenosos y gravosos (Seed <i>et al.</i> , 1986) ....	68
Tabla 4.1. Resumen de ensayos de campo .....	97
Tabla 4.2. Resumen de puntos de muestreo .....	98
Tabla 4.3. Resumen de ensayos de densidad de campo por el método de reemplazo con agua .....	98
Tabla 4.4. Resumen de distribución granulométrica global.....	98
Tabla 4.5. Propiedades índices para el material homotético.....	99
Tabla 4.6. Resumen de ensayos por laboratorio.....	101
Tabla 4.7. Resumen de ensayos de clasificación de suelos .....	102
Tabla 4.8. Resumen de ensayos de gravedad específica de sólidos .....	102
Tabla 4.9. Resumen de ensayos de compresión triaxial consolidado no drenado (CD) .....	103
Tabla 4.10. Propiedades para los materiales homotéticos utilizados en el ensayo RCTS .....	104
Tabla 4.11. Propiedades para los materiales homotéticos utilizados en el ensayo CTX .....	107
Tabla 5.1. Parámetros sismológicos de los registros sísmicos para ajuste espectral .....	131
Tabla 5.2. Resumen de sismos utilizados en el análisis de respuesta sísmica 1D .....	134
Tabla 5.3. Total de análisis de respuesta sísmica 1D .....	136

## LISTA DE FIGURAS

Figura N° 2.1.(a) Curva de reducción del módulo de corte,(b) curva de reducción del módulo de corte normalizado y (c) curva de razón de amortiguamiento, Darendeli (2001) .....	29
Figura N° 2.2. Representación ideal del suelo bajo carga cíclica (lazo de histéresis o comportamiento histerético) .....	31
Figura N° 2.3. Lazo de histéresis a diferentes deformaciones .....	33
Figura N° 2.4. Curva backbone hiperbólica, Kramer (1996).....	34
Figura N° 2.5. Reglas de Masing extendidas: (a) Variación del esfuerzo de corte con el tiempo; (b) comportamiento esfuerzo-deformación resultante, Kramer (1996).....	35
Figura N° 2.6. Variación de la velocidad de campo con la velocidad obtenida en laboratorio, Darendeli (2001) .....	36
Figura N° 2.7. Estado de práctica para la obtención de las curvas de propiedades dinámicas en un suelo en particular para las condiciones de campo ( <i>in situ</i> ), Darendeli (2001) .....	37
Figura N° 2.8. Curva de respuesta de frecuencia para (a) medir el módulo de rigidez y (b) amortiguamiento usando el método de <i>half-power</i> realizado en un ensayo de RC, Stokoe <i>et al.</i> (1999) ....	39
Figura N° 2.9. Medición del amortiguamiento en el ensayo RC usando la curva de decaimiento libre, Stokoe <i>et al.</i> (1999) .....	40
Figura N° 2.10. Fotografía del equipo MMD, Menq (2003).....	42
Figura N° 2.11. Comparación general de los equipos (a) RC en condiciones de extremos fijo-libre y (b) RC en condiciones de extremos libre-libre, Menq (2003) .....	43
Figura N° 2.12. Comparaciones del ensayo RCTS y MMD en una muestra de suelo, Menq (2003).....	44
Figura N° 2.13. Equipo Triaxial cíclico, El Mohtar (2015) .....	45
Figura N° 2.14. (a) Curva backbone y (b) curva normalizada del módulo de corte, a partir de un ajuste del modelo hiperbólico de resultados de ensayos triaxiales cíclicos (c) Curva de razón de amortiguamiento, Borja y Pretell (2012) .....	46
Figura N° 2.15. Impacto del cumplimiento del sistema en la curva del módulo normalizado vs deformación cortante, ASTM D 3999-11 .....	47

Figura N° 2.16.	Muestra cilíndrica hueca, carga de torsión aplicado en la parte superior para el ensayo de corte torsional, Kramer (1996) .....	48
Figura N° 2.17.	Diagrama simplificado del equipo RCTS, Stokoe <i>et al.</i> (1999) .....	49
Figura N° 3.1.	Procedimiento iterativo del análisis LEQ .....	50
Figura N° 3.2.	Modelo agrupado de múltiples grados de libertad representando a un depósito de suelo de capas horizontales moviéndose en la base por el efecto de la propagación de ondas horizontales en la dirección vertical, Hashash <i>et al.</i> (2010) .....	52
Figura N° 3.3.	Relación hiperbólica esfuerzo-deformación, Hardin y Drnevich (1972a) .....	55
Figura N° 3.4.	Módulo de corte a diferente relación de vacíos y amortiguamiento a diferente presión de confinamiento para arenas, a partir de las expresiones de Hardin y Drnevich (1972), Seed e Idriss (1970) .....	57
Figura N° 3.5.	(a) Módulo de corte a densidad relativa de 75%, (b) Módulo de corte a densidad relativa de 40%, (c) y razón de amortiguamiento basado en los ensayos de laboratorio en arenas, Seed e Idriss (1970) .....	57
Figura N° 3.6.	Curvas empíricas de reducción del módulo de corte normalizado y amortiguamiento, por Seed e Idriss (1970) .....	58
Figura N° 3.7.	Impacto en el análisis de respuesta de sitio tomando en cuenta el efecto de la presión de confinamiento, perfil de 120 m, Darendeli (2001) .....	59
Figura N° 3.8.	Curvas dinámicas en material de arenas no plásticas en función del confinamiento, Ishibashi y Zhang (1993) .....	59
Figura N° 3.9.	Lazo de histéresis estimado de acuerdo con el comportamiento de Masing, (a) trayectoria 1, (b) trayectoria 2, (c) trayectoria 3, Darendeli (2001) .....	63
Figura N° 3.10.	Relación entre la razón de amortiguamiento y el módulo de corte normalizado, Ishihara (1996) .....	64
Figura N° 3.11.	Variación de F con la deformación cortante, Darendeli (2001) .....	65

Figura N° 3.12. (Masing behavior, $DM_{asing}$ ) curva de amortiguamiento estimado en base al comportamiento de Masing, (adjusted curve, $DN_{olineal}$ ) curva ajustada usando el coeficiente F, y, (Shifted curve, $D$ ) curva desplazada usando el amortiguamiento a pequeñas deformaciones ( $D_{min}$ ), Darendeli (2001).....	65
Figura N° 3.13. Comparaciones del comportamiento no lineal del suelo (arena no plástica) con las curvas propuestas con Seed e Idriss (1970) para arenas y usando el modelo de Darendeli (2001) .....	66
Figura N° 3.14. Curva $K_2 - \log \gamma$ para los materiales gravosos de: (a) Oroville, (b) Pyramid, (c) Venado Sandstone y (d) Livermore (Seed et al., 1986).....	70
Figura N° 3.15. Comparación de Curva $K_2 - \log \gamma$ en suelos gravosos y arenosos, lado izquierdo presenta resultados obtenidos para muestras al 75% de densidad relativa, lado derecho resultados para el 95% de densidad relativa, (Seed et al., 1986) .....	70
Figura N° 3.16. Curva $G/G_{max} - \log \gamma$ para suelos gravosos y arenosos (Seed et al., 1986).....	71
Figura N° 3.17. Curva $D - \log \gamma$ para suelos gravosos y arenosos (Seed et al., 1986).....	71
Figura N° 3.18. Variación del $G_{max}$ con la relación de vacíos en suelos arenosos y gravosos ensayados en Japón usando el ensayo triaxial cíclico (Ishihara, 1996) .....	72
Figura N° 3.19. Curva $G/G_{max} - \log \gamma$ y $D - \log \gamma$ en suelos gravosos, Rollins et al. (1998) .....	74
Figura N° 3.20. Curva $G/G_{max} - \log \gamma$ en suelos gravosos, Yasuda y Matsumoto (1993) .....	74
Figura N° 3.21. Curva de gradación de todos los materiales ensayados por Menq (2003), (a) hasta (f) corresponden a materiales provenientes de depósitos de río, (g) y (h) corresponden a materiales usados como relleno estructural .....	76
Figura N° 3.22. Comparación entre valores medidos de $G_{max}$ y $D_{min}$ y valores estimados con las ecuaciones 3.8 y 3.9. ....	78

Figura N° 3.23.	Efectos del Cu en las curvas de $G/G_{max} - \log \gamma$ y $D - \log \gamma$ en muestras densas a muy densas, Menq (2003).....	79
Figura N° 3.24.	Variación de $D - D_{min}$ vs $G/G_{max}$ en todas las muestras ensayadas en Menq (2003).....	80
Figura N° 3.25.	Comparación de la respuesta no lineal de diferentes tipos de suelos, en términos de las curvas $G/G_{max} - \log \gamma$ y $D - \log \gamma$ , K.H. Stokoe <i>et al.</i> (2004) .....	81
Figura N° 3.26.	Curva de módulo de reducción y curva de resistencia cortante.....	83
Figura N° 3.27.	Comparación de los modelos KZ y MKZ en la curva esfuerzo-deformación, Matasovic (1993) .....	86
Figura N° 3.28.	Comparación de los modelos KZ y MKZ en la curva de reducción del módulo normalizado $G/G_{max} - \log \gamma$ - Muestra SMB Sand, Matasovic (1993).....	86
Figura N° 3.29.	Comparación de los modelos KZ y MKZ en la curva de incremento de razón de amortiguamiento $D - \log \gamma$ (Izquierda) - Lazo de histéresis calculado y medido a 0.25% de deformación (Derecha) - arena SMB, Matasovic (1993)....	87
Figura N° 3.30.	Comparación de los modelos KZ y MKZ en la curva de incremento de amortiguamiento $D - \log \gamma$ - arena CF, Matasovic (1993).....	88
Figura N° 3.31.	Comparación de los modelos Hiperbólicos MR, MRD y MD en las curvas $G/G_{max} - \log \gamma$ y $D - \log \gamma$ , Phillips y Hashash (2009) .....	88
Figura N° 3.32.	Influencia de la presión de confinamiento en la curva de (a) degradación de módulo normalizado y (b) amortiguamiento en el modelo extendido MKZ, Hashash (2001) .....	90
Figura N° 3.33.	Comparación de los Modelos Hiperbólicos MR, MRD y MRDF en las curvas dinámicas $G/G_{max} - \log \gamma$ y $D - \log \gamma$ , Hashash <i>et al.</i> (2010) .....	90
Figura N° 3.34.	Comparación del modelo MKZ y el modelo GQ/H usando una curva de referencia de Darendeli (2001), para un esfuerzo de confinamiento de 521 kPa y con una resistencia cortante del suelo de 300 kPa ( $\tau_{max}/\sigma_o = 0,576$ ), Groholski <i>et al.</i> (2016) .....	93

Figura N° 3.35.	Comparación del modelo GQ/H + Masing y GQ/H + MRDF en la D - Log y usando una curva de referencia de Darendeli (2001), para un esfuerzo de confinamiento de 521 kPa y con una resistencia cortante del suelo de 300 kPa ( $\tau_{max}/\sigma_o = 0,576$ ), Groholski <i>et al.</i> (2016).....	94
Figura N° 4.1.	Fotografía del material granular obtenido por voladura “A” y obtenido por chancado “B” ensayado en campo (a) y (b), respectivamente. ....	100
Figura N° 4.2.	Distribución granulométrica de los materiales granulares obtenidos .....	100
Figura N° 4.3.	Curva de degradación del módulo de corte, curva $G - \log \gamma$ - ensayo triaxial cíclico en material obtenido por voladura (material Tipo “A”).....	109
Figura N° 4.4.	Curva de degradación del módulo de corte, curva $G - \log \gamma$ - ensayo triaxial cíclico en material obtenido por chancado (material Tipo “B”).....	109
Figura N° 4.5.	Curvas de histéresis del ensayo triaxial cíclico en material obtenido por voladura (Tipo “A”) a esfuerzo controlado para esfuerzo de confinamiento de 700 KPa con mediciones externas (color azul) e internas (color rojo). ....	110
Figura N° 4.6.	Curvas de histéresis del ensayo triaxial cíclico en material obtenido por chancado (Tipo “B”) a deformación controlada para esfuerzo de confinamiento de 303 KPa con mediciones externas (color rojo) e internas (color azul). ....	110
Figura N° 4.7.	Variación de $G_{max}$ y $D_{min}$ con la presión de confinamiento para los materiales explotados por voladura “A” y chancado “B” .....	112
Figura N° 4.8.	Curva $G - \log \gamma$ para los materiales granulares obtenidos por .....	114
Figura N° 4.9.	Curva $G/G_{max} - \log \gamma$ para los materiales granulares obtenidos por.....	115
Figura N° 4.10.	Curva $D - \log \gamma$ para los materiales granulares obtenidos por .....	115

Figura N° 4.11.	Comparación en el comportamiento lineal de los materiales explotados por voladura “A” y chancado “B” vs literatura, Menq (2003) .....	116
Figura N° 4.12.	Comparación en el comportamiento no lineal, curva $G - \log \gamma$ , de los materiales explotados por voladura “A” y chancado “B” vs literatura, Seed <i>et al.</i> (1986).....	118
Figura N° 4.13.	Comparación en el comportamiento no lineal, curvas $G/G_{max} - \log \gamma$ y $D - \log \gamma$ , de los materiales explotados por voladura “A” vs literatura, Seed <i>et al.</i> (1986) y Menq (2003). ..	119
Figura N° 4.14.	Comparación en el comportamiento no lineal, curvas $G/G_{max} - \log \gamma$ y $D - \log \gamma$ de los materiales explotados chancados “B” vs literatura, Seed <i>et al.</i> (1986) y Menq (2003) .....	120
Figura N° 4.15.	Comparación en el comportamiento no lineal, curvas $G/G_{max} - \log \gamma$ y $D - \log \gamma$ , de los materiales explotados chancados “B” vs literatura, Seed <i>et al.</i> (1986) y Senetakis (2013) .....	124
Figura N° 4.16.	Curvas $G/G_{max} - \log \gamma$ y $\tau - \gamma$ , de los materiales explotados por voladura “A” y chancado “B” en el comportamiento no lineal plástico de ambos materiales para estimar su resistencia cortante dinámica máxima.....	125
Figura N° 5.1.	Perfil de velocidades de ondas de corte ( $v_s$ ) de los materiales explotados por voladura “A” y chancado “B” para el análisis de respuesta sísmica 1D; C1: columna de 30 m. C2: Columna de 60 m. C3: Columna de 90 m. C4: Columna de 120 m.....	127
Figura N° 5.2.	Calibración del comportamiento no lineal de suelo en las curvas $G/G_{max} - \log \gamma$ y $D - \log \gamma$ , mediante el uso de un modelo hiperbólico modificado, para el material explotado por voladura “A” .....	128
Figura N° 5.3.	Calibración del comportamiento no lineal de suelo en las curvas $G/G_{max} - \log \gamma$ y $D - \log \gamma$ , mediante el uso de un modelo hiperbólico modificado, para el material explotado por chancado “B”. .....	129

Figura N° 5.4.	Rotación de sismos para la determinación de su máxima intensidad de Arias .....	132
Figura N° 5.5.	Sismos originales rotados en su máximo valor de intensidad de Arias. Espectros de respuesta y espectros de amplitudes de Fourier mostrando el $T_p$ y $T_m$ . .....	133
Figura N° 5.6.	Sismos escalados linealmente y utilizados para el análisis de respuesta 1D. Espectros de respuesta y espectros de amplitudes de Fourier.....	135
Figura N° 5.7.	Programa DeepSoil, Paso 1: Definición del análisis.....	137
Figura N° 5.8.	Programa DeepSoil, Paso 2: Definición del perfil de suelo ...	138
Figura N° 5.9.	Programa DeepSoil, Paso 2: Propiedades del modelo .....	140
Figura N° 5.10.	Programa DeepSoil, Paso 3: Propiedades del semi espacio ( <i>Half-Space</i> ) .....	141
Figura N° 5.11.	Programa DeepSoil, Paso 4: Selección de estratos de salida y sismos.....	142
Figura N° 5.12.	Programa DeepSoil, Paso 5: Definición del amortiguamiento viscoso.....	143
Figura N° 5.13.	Programa DeepSoil, Paso 6: Parámetros de control del análisis.....	144
Figura N° 5.14.	Programa DeepSoil, Paso 6: Parámetros de control del análisis.....	144
Figura N° 5.15.	Resultados obtenidos del análisis de respuesta para el caso del sismo de Lima, con escalamiento lineal al PGA de 0,45g. ....	151

## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

<b><math>C_c</math></b>	Coeficiente de curvatura
<b><math>C_u</math></b>	Coeficiente de uniformidad
<b><math>D</math></b>	Coeficiente de amortiguamiento cortante
<b><math>D_{min}</math></b>	Coeficiente de amortiguamiento cortante mínimo
<b><math>D_{max}</math></b>	Coeficiente de amortiguamiento cortante máximo
<b><math>D_{Masing}</math></b>	Coeficiente de amortiguamiento cortante estimado, basado en el comportamiento de Masing
<b><math>D_{50}</math></b>	Tamaño de grano medio
<b><math>e</math></b>	Relación de vacíos
<b><math>f</math></b>	Frecuencia de carga
<b><math>f_r</math></b>	Frecuencia de resonancia
<b><math>G</math></b>	Módulo de corte
<b><math>G_{max}</math></b>	Módulo de corte máximo
<b><math>G_{sec}</math></b>	Módulo de corte secante
<b><math>G_{tan}</math></b>	Módulo de corte tangente
<b><math>G/G_{max}</math></b>	Módulo de corte normalizado
<b><math>G_s</math></b>	Gravedad específica de sólidos
<b>IP</b>	Índice de plasticidad
<b>N</b>	Número de ciclos de carga
<b>OCR</b>	Razón de sobreconsolidación
<b><math>k_2</math></b>	Índice de rigidez
<b><math>\alpha</math></b>	Coeficiente de curvatura
<b><math>\delta</math></b>	Decremento logarítmico
<b><math>\gamma</math></b>	Deformación cortante
<b><math>\gamma_r</math></b>	Deformación de referencia
<b><math>\tau</math></b>	Esfuerzo cortante
<b><math>\tau_{max}</math></b>	Esfuerzo cortante máximo
<b><math>\sigma'_0</math></b>	Presión de confinamiento promedio efectivo
<b>Tp</b>	Periodo predominante
<b>Tm</b>	Periodo promedio
<b><math>v_s</math></b>	Velocidad de ondas de corte
<b>1D</b>	Unidimensional
<b>2D</b>	Bidimensional

<b>CISMID</b>	Centro Peruano - Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres
<b>CTS</b>	Ensayo de corte torsional cíclico
<b>CTX</b>	Ensayo triaxial cíclico
<b>KZ</b>	Modelo hiperbólico de Konder y Zelasco (1963)
<b>LEQ</b>	: Lineal equivalente
<b>MKZ</b>	Modelo hiperbólico modificado de Matasovic (1993)
<b>MMD</b>	Ensayo multi-modal de gran escala
<b>NL</b>	No lineal
<b>PGA</b>	Aceleración máxima del terreno
<b>RC</b>	Ensayo de columna resonante
<b>RCTS</b>	Ensayo de columna resonante y corte torsional
<b>REDACIS</b>	Red acelerográfica del CISMID
<b>SASW</b>	Análisis espectral de ondas superficiales
<b>SUCS</b>	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

La presente investigación está enfocada en la ejecución de análisis de respuesta de sitio 1D utilizando las propiedades dinámicas de suelos granulares obtenidos por voladura y chancado (antrópicos) en la actividad minera. Es usual en nuestro realizar el análisis LEQ ya que existe poco conocimiento respecto al análisis NL, además de considerar curvas dinámicas de módulo de corte normalizado y razón de amortiguamiento publicadas en la literatura existente y principalmente referenciados en suelos naturales.

Teniendo en consideración lo expresado en el párrafo anterior la presente tesis se estructuró en seis capítulos.

El capítulo I presenta una introducción al análisis de respuesta de sitio y los diferentes tipos de análisis, además de las propiedades dinámicas del suelo que existen en la literatura existente. Asimismo, se presenta un panorama de este análisis en el entorno peruano y en particular a estructuras de tierra. Por último, este acápite muestra la problemática de los análisis de respuesta de sitio, así como en la caracterización del comportamiento dinámico de suelos. Frente a ello se plantea dar mayor información para el entendimiento del comportamiento dinámico de suelos y de respuesta de sitio, en particular para materiales antrópicos (explotados) y así notar su importancia para la ingeniería geotécnica sísmica en el Perú.

El capítulo II presenta el fundamento teórico de la investigación en referencia a la caracterización de suelos cargados cíclicamente de manera básica y su descripción mediante un modelo lineal equivalente y no lineal, la que se realiza mediante las curvas dinámicas del suelo (curva de módulo de corte normalizado,  $G/G_{max} - \log \gamma$ , y curva de razón de amortiguamiento,  $D - \log \gamma$ ). Asimismo, se describen los diferentes ensayos de laboratorio entre dinámicos y cíclicos que se realizan en la actualidad para una adecuada caracterización de las propiedades dinámicas de suelos. Discusiones sobre la información obtenida para cada tipo de ensayos son presentados en el capítulo.

El capítulo III describe el estado del arte en el comportamiento dinámico de los suelos, en el que se describen a detalle las principales referencias acerca del módulo de corte normalizado y razón de amortiguamiento de arenas y gravas publicadas a lo largo de la historia. Por otro lado, se describe de manera breve los análisis de respuesta sísmica lineal equivalente y no lineal, así como los modelos no lineales que se han desarrollado hasta la actualidad.

El capítulo IV describe el caso estudio referente al comportamiento dinámico de materiales granulares obtenidos por voladura y chancado en la actividad minera, se describe las consideraciones tomadas, investigaciones geotécnicas, ensayos de laboratorios, comparaciones entre ambos tipos de materiales y comparaciones con la literatura existente.

El capítulo V presenta el análisis sensibilidad de respuesta sísmica 1D llevado a cabo. Se presentan las variables del análisis de sensibilidad de acuerdo a alturas de las columnas analizadas, propiedades dinámicas de los materiales analizados, características sísmicas, tipo de análisis. Por otro lado, se presenta el programa de computo Deepsoil, con el cual realizó el análisis de respuesta de sitio 1D en la presente investigación, se describen además los pasos básicos para llevar a cabo un análisis de respuesta de sitio. Con los resultados obtenidos, se planteó una discusión de los tipos de análisis lineal equivalente y no lineal, además de la comparación entre los materiales antrópicos y también diferencias al considerar curvas de la literatura.

Finalmente, tomando en cuenta los principales aspectos discutidos y analizados en la presente investigación, en el capítulo VI se presentan conclusiones y recomendaciones.

## 1.1 GENERALIDADES

En la ingeniería sísmica, el sismo es el fenómeno de mayor interés; su naturaleza y distribución ha sido ampliamente estudiado debido a los grandes daños que ocasionan y hoy en día es tomado en cuenta cuando se especifican niveles de movimientos del terreno en el diseño sísmico. Asimismo, la influencia de las condiciones locales de sitio en la naturaleza del daño del terremoto ha sido

reconocida por muchos años, un método cuantitativo para predecir este efecto es a través del “análisis de respuesta de sitio”.

Kramer (1996) indica que bajo condiciones ideales, un “análisis de respuesta de sitio completo” modelaría el mecanismo de ruptura en la fuente de un terremoto, su propagación de ondas de esfuerzos a través de la tierra hacia la parte superior de la roca madre y luego determinaría cómo el movimiento es influenciado por el suelo que descansa encima de esta. Por supuesto, todo este enfoque es tan complicado e incierto que no es práctico para las aplicaciones de ingeniería.

En la práctica, el análisis de peligro sísmico es usado para predecir las características del movimiento en roca en el sitio de interés. Este análisis se realiza mediante el uso de leyes de predicción que relacionan parámetros como magnitud, distancia a la fuente, mecanismo de falla, entre otros, con el fin de predecir el movimiento en la roca madre en el sitio. Por lo tanto, el problema de análisis de respuesta sísmica se simplifica en determinar “como el movimiento en la roca es influenciado por los efectos de las condiciones locales del suelo”, el cual descansa encima de la roca madre.

El análisis de respuesta de sitio unidimensional (1D) se utiliza para resolver el problema de la propagación vertical de las ondas transversales horizontales (ondas SH) a través de un depósito de suelo de capas horizontales y la solución de ecuaciones de propagación de onda se realiza en el dominio del tiempo o de la frecuencia. Seed e Idriss (1969) introdujeron el método de aproximación lineal equivalente (LEQ) para estudiar la respuesta cíclica no lineal del suelo, siendo el programa SHAKE (Schnabel *et al.*, 1972) uno de los primeros programas en realizar el análisis de respuesta sísmica trabajando en el dominio de la frecuencia. Este enfoque ha dado resultados que se comparan adecuadamente con las mediciones de campo y es ampliamente utilizado en la actualidad en la práctica de la ingeniería.

El análisis lineal equivalente (LEQ) es computacionalmente sencillo de utilizar y aplicar. Sin embargo, no toma en cuenta el comportamiento real y no lineal del suelo. Incluso, a grandes deformaciones la aproximación lineal equivalente del suelo es errónea dado que el comportamiento histerético del suelo es más notorio

y amplio. En ese sentido, el análisis no lineal (NL) se utiliza para tomar en cuenta estos aspectos importantes. En este enfoque, las ecuaciones de movimiento y el equilibrio se resuelven en incrementos de tiempo discretos en el dominio del tiempo. Por tanto, la respuesta dinámica calculada por estos dos métodos de análisis puede variar considerablemente debido a las diferencias en como el comportamiento del suelo es modelado (análisis LEQ vs análisis NL) y también a las diferencias en la especificación del sismo (tiempo-historia vs espectro de amplitud de Fourier).

Otro punto importante para realizar este tipo de análisis requiere conocer el comportamiento del suelo el cual depende de varios factores, como la amplitud de carga, número de ciclos, tipo de suelo y presión de confinamiento. Este comportamiento es representado comúnmente a través de las curvas de degradación del módulo de corte secante “equivalente” (generalmente presentado normalizado) y aumento de la razón de amortiguamiento, en función de la variación de la deformación cortante, conocidos también como propiedades dinámicas del suelo.

Curvas de la degradación del módulo de corte normalizado e incremento del de la razón de amortiguamiento para una gran variedad de suelos han sido desarrolladas por diversos investigadores como Seed e Idriss (1970), Seed *et al.* (1986), Rollins *et al.* (1998), Sun *et al.* (1988), Vucetic y Dobry (1991), Ishibashi y Zhang (1993), Darendeli (2001), Menq (2003) entre otros, utilizándose ampliamente en la evaluación de la respuesta sísmica de sitio.

Debido a la historia sísmica en el Perú, estructuras de concreto armado, estructuras metálicas y estructuras de tierra deben ser evaluadas y diseñadas ante cargas producidas por movimientos sísmicos, los que son determinados a través de la norma sismorresistente E030 (2016) o de la evaluación del peligro sísmico de la zona en estudio. Por otro lado, estudios de microzonificación sísmica se han realizado en diferentes regiones del Perú con el fin de establecer zonas con comportamiento similar durante un sismo.

En la práctica, ambos temas indicados anteriormente han necesitado de los análisis de respuesta sísmica 1D para determinar los efectos locales de sitio por

el comportamiento del suelo. Así también, en la práctica peruana se ha hecho uso de las curvas de las propiedades dinámicas de literatura mencionadas líneas arriba, lo cual es necesario para realizar este tipo de análisis.

## 1.2 PROBLEMÁTICA

El Perú se encuentra ubicado en una zona altamente sísmica, los estudios de Castillo y Alva (1993), Gamarra y Aguilar (2009), SENCICO (2016) y recientemente Charca *et al.* (2019) definieron mapas de isoaceleraciones en el país, observándose que nuestro país está sujeto a una alta probabilidad de ocurrencia de grandes eventos sísmicos que podrían ocasionar grandes daños en diferentes estructuras de tierra expresados en términos de grandes deformaciones o desplazamientos, además de pérdidas humanas y económicas en el entorno. Eventos sísmicos a nivel mundial han generado fallas de estructuras de tierra durante terremotos, casos ejemplo de presa de tierra son presentados por Swaisgood (2003); esto hace que sea indispensable realizar un análisis dinámico para estas estructuras, con el objetivo de determinar el nivel de daño en la estructura a través de deformaciones y desplazamientos y verificando si estos comprometen la serviciabilidad de la estructura.

En el entorno peruano, los análisis dinámicos y de respuesta sísmica en estructuras de tierra han hecho uso de las curvas de las propiedades dinámicas de literatura, donde la mayor parte de los suelos ensayados por diversos autores para generar las curvas de degradación de módulo e incremento del amortiguamiento han correspondido a depósitos naturales, es decir, no han sufrido un proceso antrópico. Sin embargo, existen estructuras de tierra que requieren de procesos antrópicos como voladura y chancado de los materiales y posterior colocación mediante procesos de compactación. Tales estructuras pueden estar relacionadas a la actividad privada como en la industria minera, en donde se encuentran depósitos de desmonte de mina, pilas de lixiviación, depósitos de relaves con diques de relleno controlado, por el otro lado, en el sector público, se pueden encontrar otras estructuras de tierra antrópicas como presas de agua, diques de contención, entre otros. Así también el proceso de obtención de estos materiales está relacionado a las explotaciones de tajo en minería o la extracción de materiales en canteras. En el Perú, el comportamiento dinámico de los

materiales antrópicos que conforman este tipo de estructuras carecen de una caracterización a partir de ensayos de laboratorio y básicamente se utilizan propiedades dinámicas de la literatura existente para la ejecución correspondiente de análisis dinámico o de respuesta sísmica, esto debido a la actual limitación de equipos de laboratorio que puedan realizar ensayos de caracterización dinámica de suelos en el mercado peruano, así como también la despreocupación del sector en analizar el comportamiento real de estos materiales, que a la larga genera incertidumbre en los diseños geotécnicos sísmicos de estas estructuras.

El presente trabajo se basa en la información más actualizada de análisis de respuesta sísmica 1D comparando las metodologías de análisis LEQ y NL, bajo la aplicación de diferentes sismos de diferentes intensidades y contenido de frecuencias ocurridos en el Perú que pueda inducir diferentes niveles de no linealidad. El análisis es realizado en columnas 1D de diferentes alturas y considerando la caracterización dinámica de materiales antrópicos provenientes de la explotación a tajo abierto en diferentes proyectos mineros del Perú, que corresponden a minerales (por su contenido de leyes económicas) los que son apilados y luego irrigados con una solución ácida en una estructura de tierra conocida como pila de lixiviación. Los materiales han sido ensayados en laboratorios en el exterior del país. Previamente se compara sus propiedades dinámicas obtenidas por ensayos de laboratorio con la literatura existente.

Ante esta problemática, la presente investigación aportará en el entendimiento del comportamiento dinámico en estos tipos de materiales explotados, permitiéndose notar su importancia para la ingeniería geotécnica sísmica en el Perú, no solo para los materiales explotados en tajos, sino que servirá de referente también para otras estructuras de tierra que son construidas con materiales provenientes de un proceso de explotación. También, la investigación ayudará en mejorar los estudios en análisis de respuesta sísmica para fines de microzonificación sísmica que se realizan en la actualidad.

### 1.3 OBJETIVOS

#### 1.3.1 Objetivo general

- Realizar análisis comparativos de respuesta sísmica 1D mediante los métodos lineal equivalente y no lineal, en materiales antrópicos obtenidos por explotación minera cuyas propiedades dinámicas han sido obtenidas en laboratorio.

### 1.3.2 Objetivos específicos

- Estudiar las propiedades dinámicas de materiales antrópicos y compararlas con propiedades dinámicas de materiales naturales de la literatura.
- Revisar los tipos de análisis lineal equivalente y no lineal utilizados en la respuesta sísmica y observar las diferencias en ambos métodos de análisis.
- Describir el funcionamiento del programa de cómputo DEEPSOIL, que permite realizar análisis de respuesta sísmica 1D, dando pautas del programa para realizar el análisis lineal equivalente y no lineal.
- Observar las diferencias entre haber asumido propiedades dinámicas de la literatura y de ensayos de laboratorio en los materiales obtenidos de la explotación en tajos en minería y lixiviados en los análisis de respuesta sísmica 1D.

## 1.4 HIPÓTESIS

### 1.4.1 Hipótesis general

- Utilizar curvas de propiedades dinámicas existentes en la literatura actual para realizar análisis de respuesta de sitio de materiales antrópicos probablemente no es necesariamente lo correcto, lo cual influye en los resultados de análisis de respuesta de sitio. Asimismo, diferentes métodos de análisis de respuesta no son adecuados dependiendo de la intensidad del sismo utilizado en el análisis y que está en función del grado de deformación obtenido.

### 1.4.2 Hipótesis específica

- Las propiedades dinámicas del material constituyen un parámetro importante en la respuesta de sitio.
- Los análisis lineales equivalentes pueden dar resultados sobreestimados en los espectros de respuesta en comparación con los análisis no lineales.

## CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

### 2.1 PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO

El comportamiento de los suelos sometidos a una carga dinámica se rige por las propiedades dinámicas del suelo, las cuales son usadas principalmente en problemas de ingeniería geotécnica sísmica (Kramer, 1996). La rigidez y la razón de amortiguamiento del suelo son términos que son usados para representar estas propiedades, y debido a que los esfuerzos “cortantes” generados por un sismo (el agente dinámico) son los de mayor preocupación en la respuesta del suelo debido a los grandes daños producidos en diferentes estructuras de tierra y depósitos de suelos naturales, las propiedades dinámicas requeridas son: el módulo de corte  $G$  y la razón de amortiguamiento  $D$ . Es necesario entonces obtener estas propiedades dinámicas como primer planteamiento a la solución de la sollicitación del sismo ya que existe una relación directa entre ambos.

Las propiedades dinámicas del suelo a diferentes rangos de deformación exhiben un comportamiento lineal y no lineal. Para el comportamiento no lineal estas se presentan en gráficas semi-logarítmicas definidas como curva de reducción de módulo,  $G - \log \gamma$ , y curva de razón de amortiguamiento,  $D - \log \gamma$ , mostrados en la Figura 2.1a y 2.1c, en el cual el módulo de corte disminuye y la razón de amortiguamiento aumenta, ambos, con el incremento de la deformación cortante ( $\gamma$ ). El comportamiento lineal del suelo se presenta usualmente en el rango de pequeñas deformaciones y del orden de 3 a 4 decimales ( $< 10^{-3}\%$  o  $10^{-4}\%$ ) (Menq, 2003), y en las Figuras 2.1a y 2.1c se define por los valores de módulo de corte máximo y razón de amortiguamiento mínimo, definidos como  $G_{max}$  y  $D_{min}$ , respectivamente.

Asimismo, la curva de reducción de módulo de corte es típicamente caracterizada de manera normalizada con el valor de módulo de corte máximo  $G_{max}$ , definiéndose la curva de reducción del módulo de corte normalizado,  $G/G_{max} - \log \gamma$ , la cual se muestra en la Figura 2.1b. Las curvas de las Figuras 2.1b y 2.1c son denominadas como curvas dinámicas del suelo, las cuales son usadas para poder estudiar el comportamiento dinámico del suelo o el comportamiento del suelo bajo carga cíclica. El comportamiento no lineal y para

el cual se puede definir dos rangos de deformaciones adicionales a las pequeñas deformaciones, se presentan a deformaciones intermedias, en el rango de 1 a 3 decimales (de  $10^{-1}\%$  a  $10^{-3}\%$ ); y grandes deformaciones, mayores al orden de 1 decimal ( $>10^{-1}\%$ ); este rango es general y varía en función al tipo de suelo. Otros autores como Menq (2003), definen las deformaciones intermedias como rango no lineal elástico y las grandes deformaciones como rango no lineal, donde este último rango es donde las propiedades dinámicas del suelo son afectadas por el número de cargas cíclicas.

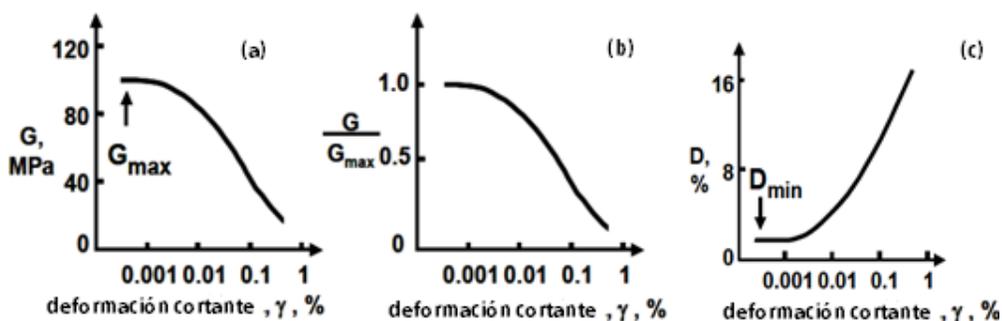


Figura N° 2.1.(a) Curva de reducción del módulo de corte,(b) curva de reducción del módulo de corte normalizado y (c) curva de razón de amortiguamiento, Darendeli (2001)

Curvas empíricas obtenidas de datos experimentales se han desarrollado durante los últimos 40 años. El uso y entendimiento de cómo se obtienen, requiere en conocer de las técnicas de ensayos con los cuales son determinados. Ensayos de campo y de laboratorio, cada uno con diferentes ventajas y limitaciones son pocos conocidos en nuestro medio en la actualidad, en especial los ensayos de laboratorio, ya que, en el Perú solo existe el equipo triaxial cíclico en el CISMI-UNI y el equipo de columna resonante - torsional cíclico en el laboratorio de la empresa Anddes.

A pesar de ello, existen ensayos de laboratorio orientados a la medición de propiedades dinámicas en deformaciones pequeñas a intermedias, ensayos dinámicos, y otros orientados en deformaciones intermedias a grandes, ensayos cíclicos (Kramer, 1996 y Menq, 2003). Ejemplos de ensayos dinámicos son los ensayos de columna resonante y ensayo multi-modal de gran escala; ensayos cíclicos son los ensayos triaxiales cíclicos y corte torsional cíclico. El no comprender las diferencias de ambos tipos de ensayos podría conducir a interpretaciones erróneas en el análisis y diseño sísmico de estructuras de tierra

o de respuesta de sitio en la zona de interés en estudio. En el ítem 2.2 se presenta una descripción de los tipos de ensayos mencionados y en el capítulo 4 se presenta la interpretación de los resultados de los ensayos de columna resonante, corte torsional cíclico y triaxial cíclico realizados para caracterizar el comportamiento dinámico de materiales antrópicos.

### 2.1.1 Caracterización del suelo cargado cíclicamente

Caracterizar los aspectos más importantes del comportamiento cíclico del suelo, ya sea con modelos simples o complejos es un desafío en la dinámica de suelos. Para tal punto, se necesita equilibrar los requerimientos tanto de simplicidad como de precisión, sin embargo, esto depende de muchos factores.

En general, existen dos clases de modelos para el análisis de respuesta de sitio: modelo lineal equivalente y modelo no lineal. De éstos, los modelos lineales equivalentes son los más simples, sin embargo, presentan capacidades limitadas para representar muchos aspectos del comportamiento del suelo bajo condiciones de carga cíclica, sobre todo en el rango de deformación intermedias a grandes. En ese sentido, los modelos no lineales se utilizan para tomar en cuenta estos aspectos importantes, y para ello también se requiere de mayor información de la que se necesita en el modelo lineal equivalente, y por tanto, mayor complejidad y precisión.

Para comprender el desempeño de ambos modelos, la idea se inicia con suponer un suelo sometido a una carga cíclica simétrica, en la cual exhibe un “lazo de histéresis o comportamiento histerético” del tipo mostrado en la Figura 2.2. Entonces, la elección del tipo de modelo a utilizar, no lineal o lineal equivalente, depende en cómo se pretende describir este lazo de histéresis, ya sea por la trayectoria real del lazo en sí (modelo no lineal), o, por parámetros que describen su forma general (modelo lineal equivalente).

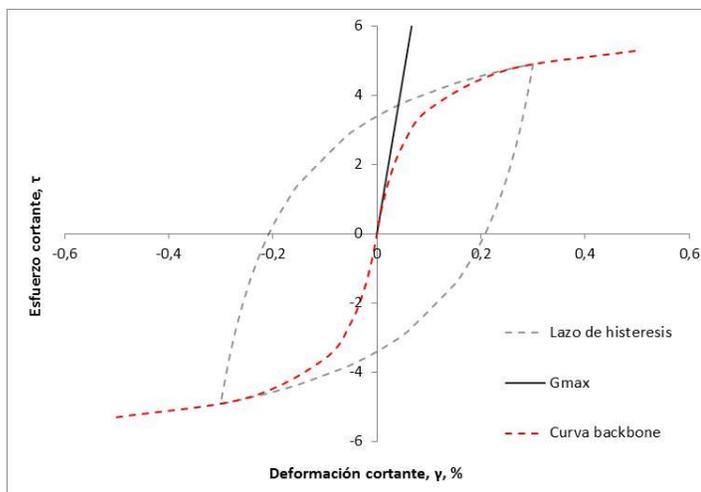


Figura N° 2.2. Representación ideal del suelo bajo carga cíclica (lazo de histéresis o comportamiento histerético)

### 2.1.1.1 Modelo lineal equivalente

Para el modelo lineal equivalente (LEQ), la representación del lazo de histéresis viene dado por definir parámetros que describen su forma general, en el cual dos de sus características importantes son su inclinación y su amplitud (Hardin y Dmnevich, 1972a).

La inclinación del lazo depende de la rigidez del suelo, que se puede describir en cualquier punto durante el proceso de carga por el módulo de corte tangente,  $G_{tan}$ . Obviamente,  $G_{tan}$  varía a lo largo de un ciclo de carga, pero su valor medio durante todo el lazo se puede aproximar por el módulo de corte secante,  $G_{sec}$ :

$$G_{sec} = \frac{\tau}{\gamma} \tag{2.1}$$

Donde  $\tau$  y  $\gamma$  son el esfuerzo cortante y la deformación cortante, respectivamente. Así  $G_{sec}$  describe la inclinación general del ciclo de histéresis. La amplitud del lazo de histéresis está relacionada con el área, la cual corresponde a una medida de la disipación de energía, convenientemente se puede describir por el coeficiente (o razón) de amortiguamiento:

$$D = \frac{W_D}{4\pi W_s} = \frac{1}{4\pi} \frac{A_{loop}}{\tau\gamma/2} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{loop}}{G_{sec}\gamma^2} \tag{2.2}$$

Donde  $W_D$  es la energía disipada,  $W_S$  la energía de deformación máxima, y  $A_{loop}$  el área del lazo de histéresis que corresponde a la energía disipada.

En este caso,  $G_{sec}$  está representando un lazo de histéresis en cierto valor de deformación cortante, a otras deformaciones (Figura 2.3), el lazo de histéresis es diferente y por ende el valor de  $G_{sec}$  varía; observándose que disminuye a medida que aumenta la deformación cortante, pero aumenta mientras esta disminuye. Mientras más se disminuya la amplitud de deformación, su pendiente en el origen (es decir a muy pequeñas deformaciones) será representado por el valor más alto del módulo de corte,  $G_{max}$ . A muy bajas deformaciones entonces, la relación  $G_{sec}/G_{max}$  viene a ser representado por 1 y esta relación se reduce a mayores amplitudes de deformación cortante. Caso contrario ocurre con la razón de amortiguamiento  $D$ , la cual aumenta con el incremento de la deformación y a muy bajas deformaciones será representada por el valor más bajo de amortiguamiento,  $D_{min}$ .

El modelo LEQ representa el comportamiento no lineal del suelo con base en las curvas mostradas en la Figura 2.1, donde para cada lazo de histéresis a cierta deformación se obtiene un valor equivalente de  $G_{sec}/G_{max}$  (generalmente representado como  $G/G_{max}$ ) y  $D$ . Cabe observar que la unión de los puntos extremos por cada lazo de histéresis representa un lugar geométrico denominado como curva de cadena principal o curva *backbone*, la cual es una curva que define el esfuerzo de corte vs. deformación cortante del suelo, mostrada en la Figura 2.3 (color rojo). Esta curva presenta la misma información que la curva de reducción del módulo de corte, ya que para cierta deformación se obtendría el valor de  $G_{sec}$  o  $G$  tomando la pendiente al origen. La pendiente en el origen representará el valor de  $G_{max}$ .

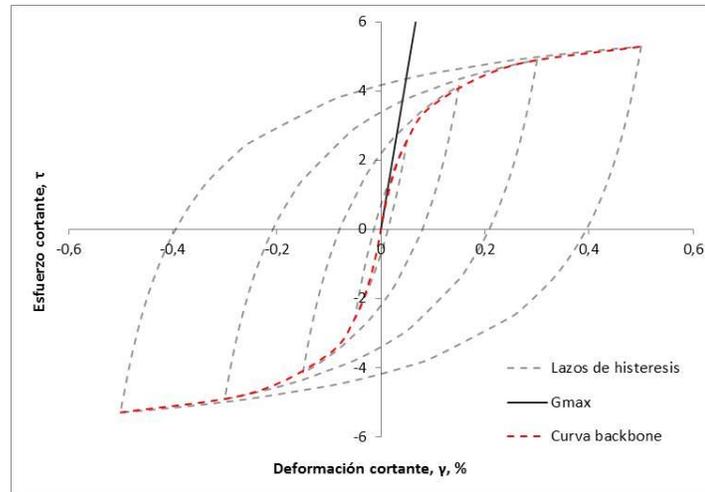


Figura N° 2.3. Lazo de histéresis a diferentes deformaciones

### 2.1.1.2 Modelo no lineal

El comportamiento esfuerzo-deformación no lineal del suelo se representa con mayor precisión por los modelos no lineales (NL) que siguen la trayectoria esfuerzo-deformación durante la carga cíclica y con base en condiciones de carga, descarga y recarga, siguen la trayectoria del lazo de histéresis. La mayoría de estos modelos son caracterizados por (1) una curva *backbone*, y (2) una serie de "reglas" que rigen el comportamiento de descarga-recarga, la degradación de la rigidez, y otros efectos. El funcionamiento del modelo se puede ilustrar por un ejemplo muy sencillo (Kramer, 1996) en el que la forma de la curva *backbone* es descrita por una función hiperbólica como  $\tau = F_{bb}(\gamma)$ , siendo:

$$F_{bb}(\gamma) = \frac{G_{max} \cdot \gamma}{1 + \left(\frac{G_{max}}{\tau_{max}}\right) * \gamma} \quad 2.3$$

En dicha función la forma de la curva *backbone* está ligada a dos parámetros, la rigidez inicial (de baja deformación) y la resistencia al corte (de alta deformación) del suelo, por tanto se requiere de los valores  $G_{max}$  y  $\tau_{max}$ . Su representación gráfica se presenta en las Figuras 2.3 y 2.4.

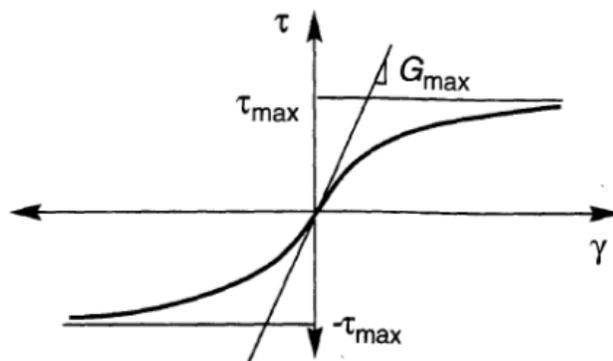


Figura N° 2.4. Curva backbone hiperbólica, Kramer (1996)

Entonces, la curva *backbone* permitirá definir los extremos máximos a los cuales el suelo se puede comportar cíclicamente (trayectoria esfuerzo-deformación). Por otro lado, para representar los lazos de histéresis se siguen las siguientes dos reglas:

1. Para la carga inicial, la curva esfuerzo-deformación sigue la curva *backbone* (tramo AB de la Figura 2.5b).
2. Si una reversión del esfuerzo ocurre en un punto definido por  $(\gamma_r, \tau_r)$ , (tramo BC de la Figura 2.5b), la curva esfuerzo-deformación sigue la trayectoria dada por:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = F_{bb} \left( \frac{\gamma - \gamma_r}{2} \right) \quad 2.4$$

En otras palabras, las curvas de descarga y recarga tienen la misma forma que la curva *backbone* (con el origen desplazado al punto de carga en reversión y alargado por un factor de 2). Sin embargo, estas dos primeras reglas, conocidas como las reglas de Masing (Masing, 1926), no son suficientes para describir la respuesta del suelo bajo una carga sísmica, debido a que está limitado para cargas cíclicas simétricas y uniformes, mientras que las cargas de un sismo son irregulares (Matasovic, 1993). Como resultado son necesarias dos reglas adicionales.

3. Si la curva de descarga o recarga excede la deformación última máxima y se cruza con la curva *backbone*, esta sigue la curva *backbone* hasta la siguiente reversión del esfuerzo (tramo CD de la Figura 2.5b).

4. Si una curva de descarga o recarga cruza una curva de descarga o recarga del ciclo anterior, la curva de esfuerzo-deformación sigue la del ciclo anterior.

Los modelos que siguen estas 4 reglas son llamados modelos de Masing extendidos, el cual fue denominado por Pyke (1979) y verificado por Vucetic (1990) y Matasovic (1993), y pueden modelar el comportamiento del suelo bajo cargas irregulares.

La Figura 2.5b ilustra de manera general, como se desarrolla este comportamiento tomando en cuenta, la curva *backbone* y a su vez, considerando las reglas de Masing extendidas, cuando los esfuerzos presentados en la Figura 2.5a en el tiempo actúan en el suelo.

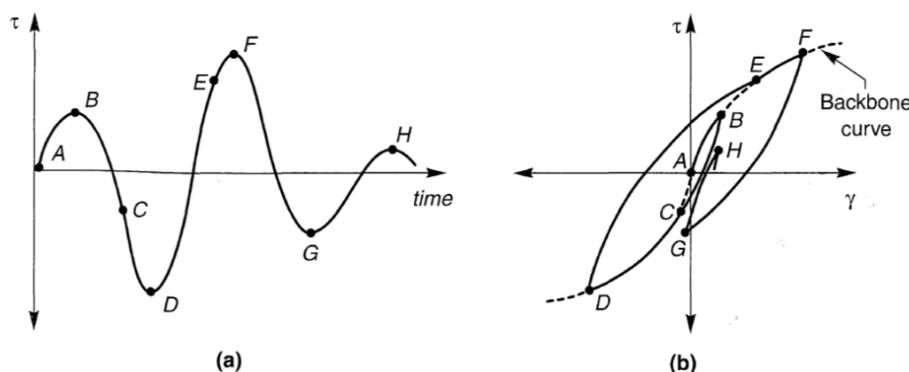


Figura N° 2.5. Reglas de Masing extendidas: (a) Variación del esfuerzo de corte con el tiempo; (b) comportamiento esfuerzo-deformación resultante, Kramer (1996)

El modelo NL es expresado solamente en términos de esfuerzos, por lo que las condiciones de carga-recarga incorpora intrínsecamente la naturaleza del amortiguamiento histerético del suelo. Por tanto, estos modelos no lineales tienen una dependencia similar de las curvas de módulo de corte y razón de amortiguamiento.

### 2.1.1.3 Consideraciones adicionales

Así como las curvas dinámicas son importantes para realizar el análisis de respuesta de sitio, es necesario también definir parámetros dinámicos del suelo  $G_{max}$  y  $D_{min}$ , en especial de  $G_{max}$ , ya que la curva normalizada  $G/G_{max} - \log \gamma$ ,

será multiplicada por tal valor para obtener la curva de módulo de corte del suelo en condición real y representativa de las condiciones de campo.

Los ensayos geofísicos permiten obtener adecuadamente el valor *in situ* de las velocidades de onda de corte las que bajo las leyes de Hooke se pueden relacionar con el  $G_{max}$  para un depósito de suelo en particular. Sin embargo, los ensayos de laboratorio también pueden determinar velocidades de ondas de corte, y por lo tanto el  $G_{max}$ . Por otra parte, investigaciones realizadas por Darendeli (2001) han observado que existen diferencias muy amplias entre ensayos de campo y laboratorio, los cuales pueden ir de 0,48 a 1 (Figura 2.6), que han sido atribuidos al efecto de la perturbación en el muestreo del suelo. En consecuencia, como el módulo de corte es proporcional al cuadrado de la velocidad de onda de corte, una reducción del 50 % en la velocidad debido a este efecto implicaría una reducción del 75 % en el módulo de corte máximo, llevando a resultados sobreestimados de amplificaciones espectrales y de deformaciones debido al bajo valor de  $G_{max}$  considerado en el análisis de respuesta y que no es representativo. Las observaciones proporcionadas por Darendeli (2001) corresponden a depósitos naturales, sin embargo, poco se sabe de estos efectos para materiales antrópicos.

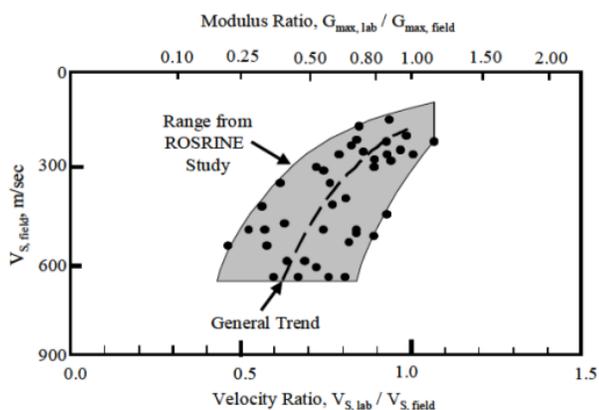


Figura N° 2.6. Variación de la velocidad de campo con la velocidad obtenida en laboratorio, Darendeli (2001)

Similar a  $G_{max}$ , estimar el valor de  $D_{min}$  *in situ* es también un problema, donde los métodos en campo en la actualidad (como los ensayos SASW, *crosshole* y *downhole*) son cuestionados y no robustos, debido a la diferentes técnicas y teoría usadas, pero que han dado valores muy cercanos a los obtenidos mediante

ensayos en campo (Darendeli, 2001). Por otro lado, investigaciones recientes han mejorado las técnicas de ensayos de campo para determinar adecuadamente el amortiguamiento real del suelo *in situ* (Badsar *et al.*, 2010), sin embargo, no han sido comparados con ensayos de laboratorio. Por lo tanto, el valor de  $D_{min}$  usado para los análisis de respuesta de sitio ha sido considerado el obtenido en los ensayos de laboratorio y es usado como estado de práctica en la actualidad.

En conclusión, para la evaluación del comportamiento no lineal de suelo, en la práctica se realiza el escalamiento de la curva de reducción del módulo normalizado obtenido de laboratorio con  $G_{max}$  *in situ* (campo) y se usa la curva de amortiguamiento de laboratorio, en general, sin ninguna modificación (Figura 2.7), sin embargo, comparaciones de la respuesta observada y estimada en arreglos verticales, indican que se requiere de un incremento de 1 a 4% en el  $D_{min}$  obtenido en laboratorio, para conseguir resultados más realistas (Yee *et al.* (2013).

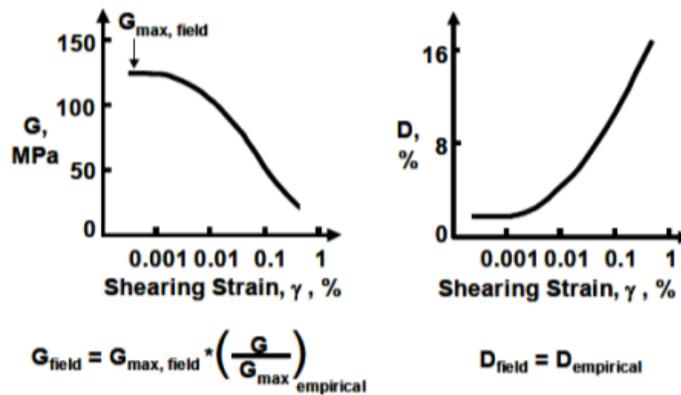


Figura N° 2.7. Estado de práctica para la obtención de las curvas de propiedades dinámicas en un suelo en particular para las condiciones de campo (*in situ*), Darendeli (2001)

## 2.2 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio se realizan usualmente en pequeñas muestras de suelo asumidos a ser representativos de un cuerpo más grande, la capacidad para proporcionar mediciones precisas del comportamiento del suelo depende de su capacidad de reproducir las condiciones iniciales y las condiciones de carga del problema de interés. Asimismo, no existe un ensayo de laboratorio que pueda representar todas las posibles trayectorias de esfuerzo y deformación; por lo cual

se realizan diferentes ensayos representativos al problema de interés. Los ensayos se realizan en muestras inalteradas (suelo natural) o reconstituidas, sin embargo, en muchos casos se han observado resultados diferentes entre ambas, debido a las diferencias en el esqueleto del suelo, incluso cuando las densidades y esfuerzos aplicados son muy similares.

En el Perú, los ensayos de laboratorio para el comportamiento dinámico del suelo son muy poco conocidos, llevando a interpretarlos de una manera incorrecta, y en consecuencia, llevando a realizar un análisis con un modelo no adecuado y usando curvas existentes en la literatura.

En términos generales, los ensayos de laboratorio usados en dinámica de suelos son divididos en dos categorías basado en su técnica de medición: uno de ellos son los ensayos dinámicos, los cuales involucran técnicas de medición mediante propagación de ondas, en estos ensayos se pueden determinar las propiedades del suelo a pequeñas e intermedias deformaciones. El otro tipo de ensayo son los ensayos cíclicos, en los cuales las características inerciales del material no son tomadas en cuenta, en estos ensayos se pueden determinar las propiedades del suelo a intermedias y grandes deformaciones. En este subcapítulo se revisará cada una de estas técnicas que sirven para determinar las propiedades dinámicas del suelo antes de realizar análisis dinámico o de respuesta sísmica. Asimismo, en los últimos años, se han realizado ensayos dinámicos para la evaluación del comportamiento dinámico de diferentes tipos de suelos y mediante los cuales se han obtenido curvas empíricas, desde las curvas obtenidas por Seed e Idriss (1970), hasta los modelos actuales obtenidos por Darendeli (2001) y Menq (2003), que posteriormente serán revisados en el capítulo III.

## 2.2.1 Ensayos dinámicos

### 2.2.1.1 *Ensayo de columna resonante*

El ensayo de columna resonante (ensayo RC por sus siglas en inglés como *resonant column*) es el ensayo de laboratorio utilizado para medir las propiedades del suelo a bajas e intermedias deformaciones, y que está basado en la teoría de propagación de ondas (Menq 2003) en un cilindro fijo en un extremo con una masa

unida en el extremo libre. Las condiciones de contorno y de geometría de la muestra son utilizadas en la evaluación del módulo de corte y razón de amortiguamiento en corte a partir de mediciones en el primer modo de resonancia.

Para la evaluación del ensayo, la muestra se apoya sobre un pedestal de fondo fijo en la parte inferior y libre en la parte superior. En el extremo libre, la muestra se excita con vibraciones torsionales, sin restringir la parte superior de la muestra (por lo tanto, la parte superior de la muestra es "libre"). Esta excitación viene representada por una función forzada con una amplitud fija y frecuencia variable. La frecuencia de la carga se establece inicialmente en un valor bajo y luego se aumenta gradualmente hasta que la respuesta alcanza un valor máximo. Este comportamiento se observa en la gráfica de la salida del acelerómetro de la placa de accionamiento versus la frecuencia de vibración durante el barrido de la frecuencia, el cual es llamado curva de respuesta de frecuencia. Una curva de respuesta de frecuencia típica se muestra en la Figura 2.8.a.

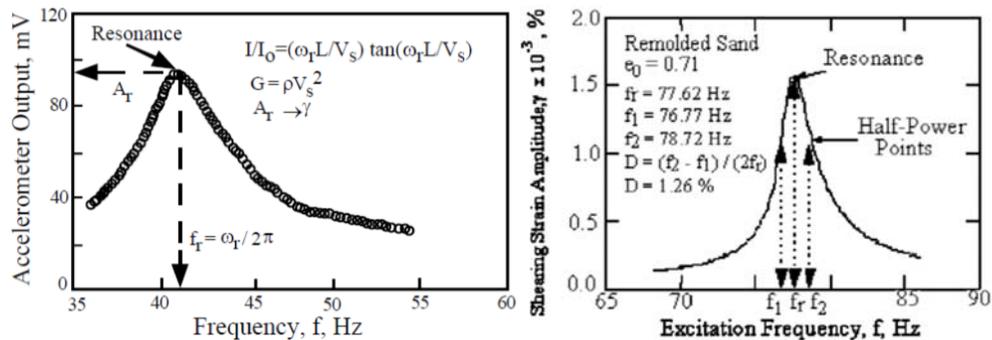


Figura N° 2.8. Curva de respuesta de frecuencia para (a) medir el módulo de rigidez y (b) amortiguamiento usando el método de *half-power* realizado en un ensayo de RC, Stokoe *et al.* (1999)

La frecuencia a la que la salida del acelerómetro alcanza un máximo durante el primer modo de resonancia torsional se denota como la frecuencia de resonancia,  $f_r$ , y se utiliza en el cálculo de la velocidad de las ondas de corte de la muestra, dado que es una función de la rigidez del suelo, la geometría del espécimen, y ciertas características del aparato RC (en este caso, fijo en contra del giro en su base y los elementos fijados en la tapa superior). El valor de salida del acelerómetro,  $A_r$ , en la frecuencia máxima se utiliza en el cálculo de la amplitud

de deformación cortante máxima durante el ensayo. Ambos parámetros  $G$  y  $\gamma$  se obtienen mediante las formulaciones mostradas en la Figura 2.8.a.

La curva de respuesta de frecuencia también se utiliza en la evaluación de la razón de amortiguamiento a pequeñas deformaciones cortantes ( $\gamma < 0,005\%$ ) mediante el método *half-power*. Este método toma dos frecuencias,  $f_1$  y  $f_2$ , las cuales son identificadas en la curva con una amplitud de  $1/\sqrt{2}$  veces el valor máximo (amplitud en resonancia). Las frecuencias asociadas con los puntos *half-power*,  $f_1$  y  $f_2$ , se utilizan en la evaluación de la razón de amortiguamiento como se presenta en la Figura 2.8b.

Una vez que la frecuencia de resonancia se identifica, una segunda medición de la razón de amortiguamiento se puede realizar utilizando la curva de decaimiento libre en vibración. Este método consiste en hacer vibrar el espécimen en estado estacionario, primer-modo de resonancia torsional y hacer el registro de la decadencia de las vibraciones libres después de apagar la fuerza motriz. La Figura 2.9 muestra un ejemplo de una curva de decaimiento, en la Figura 2.9a se presenta el registro de la deformación cortante en el tiempo después de apagado el equipo y la Figura 2.9b presenta la curva de picos de deformación cortante versus el número de ciclos presentado en la Figura 2.9a. La razón de amortiguamiento se calcula usando las formulaciones de decremento logarítmico (Richart et al, 1970).

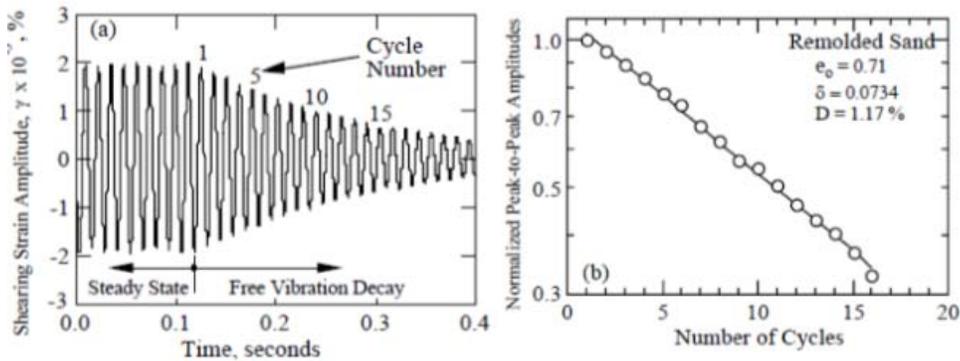


Figura N° 2.9. Medición del amortiguamiento en el ensayo RC usando la curva de decaimiento libre, Stokoe *et al.* (1999)

El método *half-power* se basa en la teoría de la elasticidad y es preciso durante las pruebas en pequeñas deformaciones (como en el cálculo del  $D_{min}$ ) ya que los puntos alrededor de la salida máxima en la curva de respuesta de frecuencia son utilizados en los cálculos. Por otra parte, el “ruido de fondo” puede tener un efecto más adverso en la curva de decaimiento libre en vibración. Sin embargo, a mayores deformaciones, la razón de amortiguamiento obtenido en la hipótesis lineal en la que se basa el método *half-power*, dejar de ser válida; siendo recomendable aplicar la curva de decaimiento libre en vibración (Ni, 1987) junto con un ajuste de la amplitud de la deformación, que está en constante cambio por el decaimiento de las vibraciones. La razón de amortiguamiento en este método se calcula utilizando los tres primeros ciclos de vibración, por lo cual se asume que la amplitud media de los tres primeros ciclos representará la deformación cortante en la que se realiza la medición (en lugar de la amplitud en estado estacionario, ver figura 2.9.b).

Para el ejemplo presentado en la Figura 2.9b, el decremento logarítmico, igual a 0,0734, se estimó considerando la ecuación 2.5, posteriormente se calculó el amortiguamiento, igual a 1,17%, usando la ecuación 2.6.

$$\delta = \ln(u_1/u_2) \quad 2.5$$

$$\delta = 2\pi D / (1 - D^2)^{1/2} \quad 2.6$$

### 2.2.1.2 Ensayo multi-modal de gran escala

El equipo multi-modal de gran escala (MMD por sus siglas en inglés como *multi-mode device*), desarrollado por Menq (2003), es capaz de ensayar partículas de 2,5 cm (1 pulg.) de diámetro. Su configuración es similar al equipo RC. Por tanto, está basado en la teoría de la propagación de ondas. Sin embargo, tiene una condición de extremo libre-libre, en donde las condiciones de contorno son diferentes al ensayo estándar RC (el cual es fijo-libre), de esta manera se obtienen frecuencias de resonancias más altas que las que se obtienen normalmente. Entre los beneficios del equipo MMD se mencionan los siguientes:

- El ruido de fondo se reduce al mínimo y por lo tanto es posible realizar mediciones a niveles de deformación tan bajas como  $10^{-7}\%$ , comparados

con el límite bajo de  $10^{-4}\%$  típicamente asociados con los ensayos dinámicos tradicionales usando un equipo de columna resonante fijo-libre.

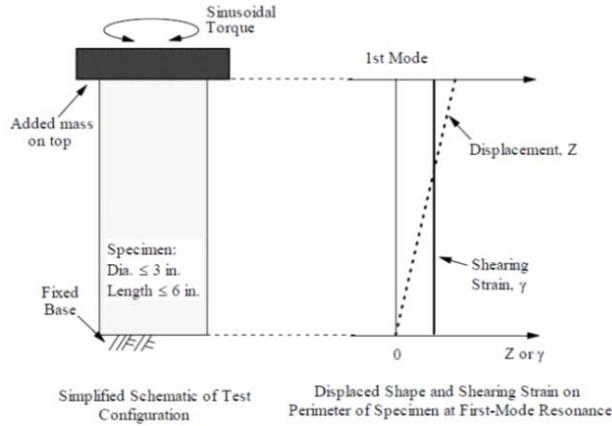
- Debido a esto también se puede hacer uso del método de decaimiento libre para el cálculo del amortiguamiento en todo el rango de deformación del ensayo.
- Esta configuración ayuda a obtener el amortiguamiento del equipo mediante estas condiciones, debido a que no existe amortiguamiento por el ruido de fondo.
- Se pueden realizar otras mediciones en el ensayo en diferentes condiciones de esfuerzos (torsional, longitudinal), que son medidos secuencialmente en el mismo espécimen (ensayo multimodal).
- Tiene una importancia para el uso en suelos gravosos, debido al tamaño permitido por el equipo, obteniéndose muestras y resultados más representativos.

El modelo está basado en el modelo libre-libre diseñado por Weston (1995), en el cual se orienta el espécimen verticalmente y se suspende la tapa inferior con resortes blandos con el fin de no alterar la condición de extremo libre. A diferencia del modelo de Weston, el equipo MMD tiene un sistema de accionamiento torsional con el cual se pueden realizar mediciones no lineales. En la Figura 2.10 se muestra una fotografía del equipo completo de columna resonante, gran escala, multimodal y de condiciones libre-libre desarrollado por Menq (2003).

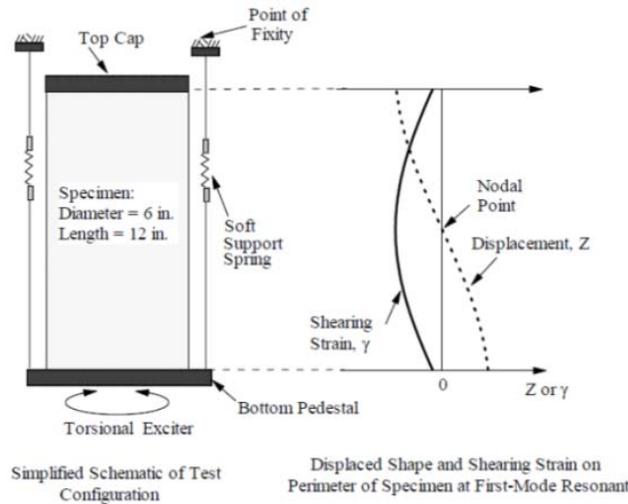


Figura N° 2.10. Fotografía del equipo MMD, Menq (2003)

Asimismo, en la Figura 2.11 se presenta las comparaciones entre el equipo MMD con el RC.



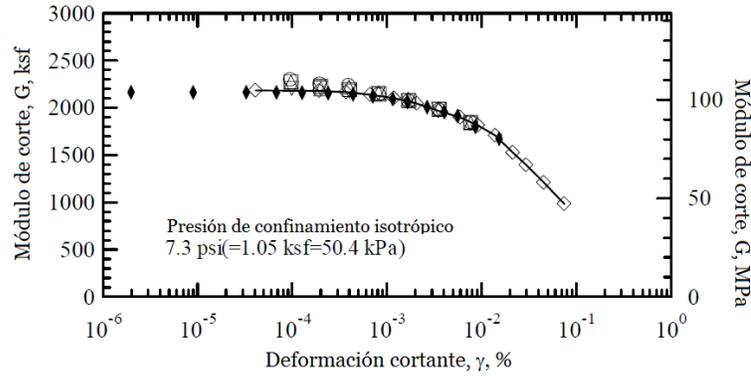
(a) Traditional Fixed-Free Torsional Resonant Column



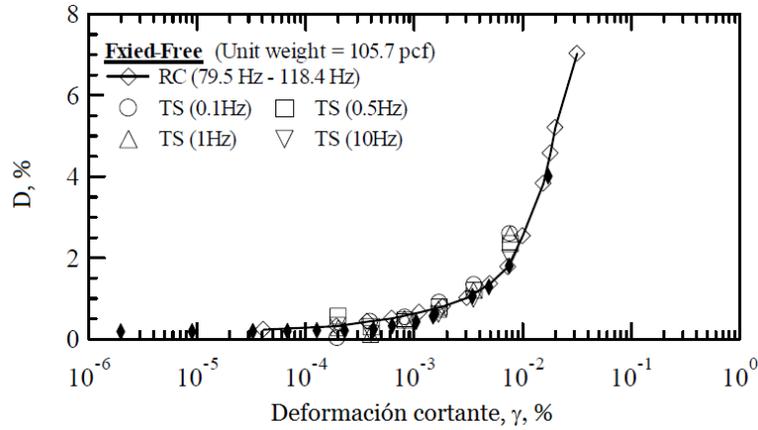
(b) Free-Free Torsional Resonant Column

Figura N° 2.11. Comparación general de los equipos (a) RC en condiciones de extremos fijo-libre y (b) RC en condiciones de extremos libre-libre, Menq (2003)

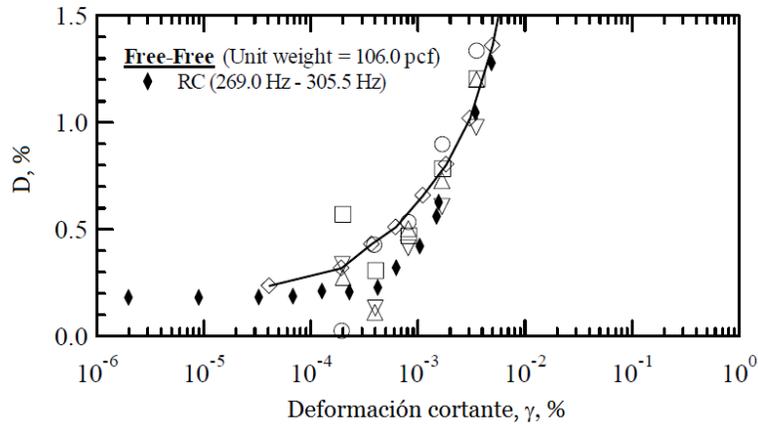
Menq (2003) realizó comparaciones en una muestra de suelo con los equipos MMD y RCTS (ver ítem 2.3.3), los resultados se muestran en la Figura 2.12, observando que ambos ensayos dan resultados muy similares. También se muestra que el equipo MMD es capaz de ensayar a muy pequeños niveles de deformación (alrededor de  $1 \times 10^{-6}\%$ ). La variación del amortiguamiento a bajas deformaciones se observa en la Figura 2.12c, en el cual el equipo RCTS al ser un equipo fijo en la base alcanza deformaciones de  $5 \times 10^{-5}\%$  en RC y  $8 \times 10^{-4}\%$  en TS.



(a) Variación entre el módulo de corte y la deformación cortante



(b) Variación entre el amortiguamiento y la deformación cortante



(c) Variación entre el amortiguamiento y la deformación cortante

Figura N° 2.12. Comparaciones del ensayo RCTS y MMD en una muestra de suelo, Menq (2003)

## 2.2.2 Ensayos cíclicos

### 2.2.2.1 Ensayo triaxial cíclico

El ensayo triaxial cíclico (ensayo CTX por sus siglas en inglés como *Cyclic triaxial*) es utilizado para medir las propiedades del suelo a intermedias y grandes de deformaciones. El ensayo consiste en imponer, ya sea un esfuerzo desviador axial cíclico de magnitud fija (ensayo triaxial cíclico a carga controlada) o un desplazamiento axial cíclico (ensayo triaxial cíclico a desplazamiento controlado) con el cual se generan lazos histeréticos para medir el módulo de corte y la razón de amortiguamiento. El equipo es capaz de aplicar una carga o desplazamiento sinusoidal uniforme a una frecuencia dentro del rango de 0,1 a 2 Hz, usándose generalmente una frecuencia de 1 Hz. Una vista del equipo se presenta en la Figura 2.13.

Debido a la forma en cómo se realiza el ensayo los parámetros que se obtienen son el módulo de Young ( $E$ ) y la deformación axial cíclica ( $\gamma_{ac}$ ); el uso de formulaciones junto con el módulo de Poisson del material permite calcular la deformación cortante cíclica ( $\gamma$ ) y el módulo de corte ( $G$ ), a su vez, el amortiguamiento se determina con la histéresis formada en el ensayo para cierto nivel de esfuerzo o deformación aplicado.

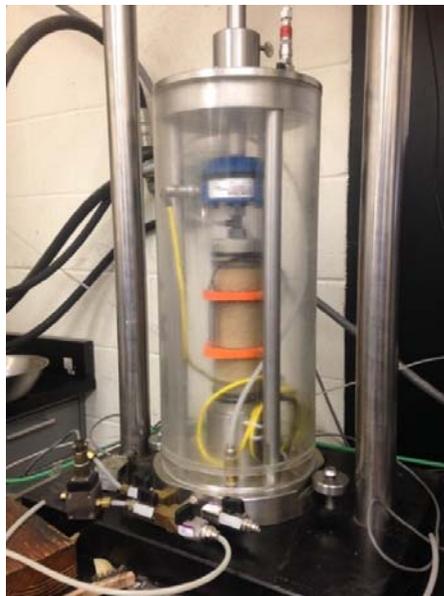


Figura N° 2.13. Equipo Triaxial cíclico, El Mohtar (2015)

Asimismo, este ensayo no puede modelar las condiciones de esfuerzo que existen en la mayoría de los problemas de propagación de ondas sísmicas reales (es decir, esfuerzos cortantes), debido a la limitación para hallar directamente el módulo de corte. También su problema es que se limita a la medición de deformación cortante por lo general, por encima de 0,01%, por lo tanto, la obtención del  $G_{max}$  no es representativa. Sin embargo, dicho valor se calcula de forma indirecta mediante el uso de una formulación hiperbólica.

$$\sigma_{DC} = \frac{\gamma_{ac}}{a + b\gamma_{ac}} \quad 2.7$$

Esta formulación permite determinar la curva que relaciona el esfuerzo desviador cíclico ( $\sigma_{dc}$ ) con la deformación axial cíclica ( $\gamma_{ac}$ ) a partir de resultados del ensayo triaxial cíclico. Realizando un análisis de regresión de estos resultados (cálculo de “a” y “b”) se determina la curva hiperbólica que mejor ajusta a los resultados del ensayo. El valor de  $E_{max}$  se calcula como  $E_{max} = (1/a) * 100$  y posteriormente el valor  $G_{max}$ . El uso de estas formulaciones hiperbólicas puede en ciertas condiciones ocasionar problemas en el módulo normalizado.

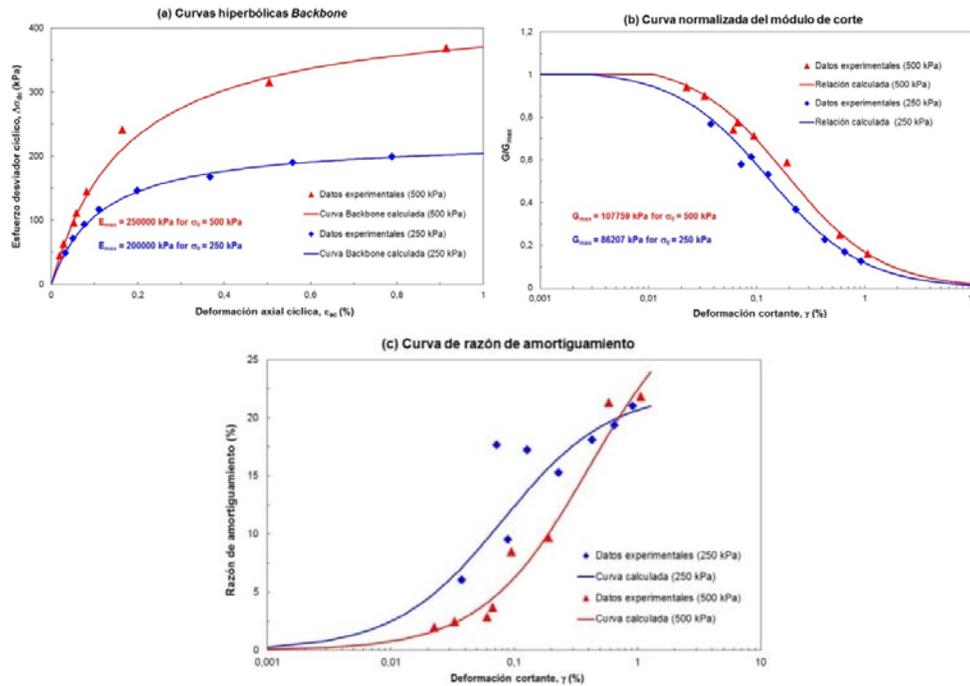


Figura N° 2.14. (a) Curva backbone y (b) curva normalizada del módulo de corte, a partir de un ajuste del modelo hiperbólico de resultados de ensayos triaxiales cíclicos (c) Curva de razón de amortiguamiento, Borja y Pretell (2012)

En la Figura 2.14, se puede observar un ejemplo en el cual se realiza el ajuste en el ensayo (a) para la obtención del  $G_{max}$ , y posteriormente con este valor, la curva del módulo normalizado (b). Como se observa, el ajuste solo fue utilizado hasta 0,01% de deformación cortante, menor a este el valor del módulo normalizado se considera constante e igual 1. Sin embargo, esta consideración es errónea, subestimando el valor de  $G_{max}$  con el uso de la formulación hiperbólica, y por tanto, sobreestimando la curva normalizada del módulo de corte. Para una mayor representación a pequeñas deformaciones es necesario de resultados del ensayo RC y posteriormente combinarlos para normalizar la curva del módulo de corte.

Un caso similar se reporta en el ASTM D 3999-11 (Figura 2.15), comentado por Keene (2015), el cual indica que el problema con los ensayos CTX para la medición del módulo de corte y del amortiguamiento es el cumplimiento del sistema, que ocurre cuando se toman deformaciones externas conduciendo a una baja predicción del módulo de corte cuando se ensaya a rangos bajos. Al tomar medición de deformación externas, la verdadera deformación de la muestra no se mide por los efectos de borde con las placas; por lo que se recomiendan realizar estos ensayos mediante un monitoreo interno.

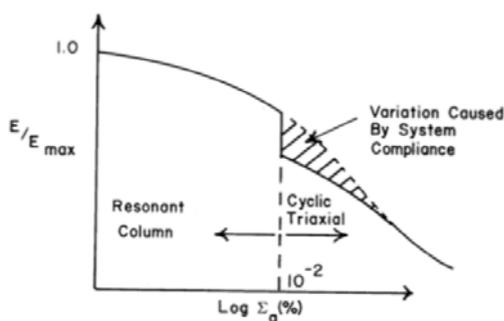


Figura N° 2.15. Impacto del cumplimiento del sistema en la curva del módulo normalizado vs deformación cortante, ASTM D 3999-11

### 2.2.2.2 Ensayo de corte torsional cíclico

Muchas de las dificultades asociadas con el ensayo CTX se pueden evitar mediante el ensayo de corte torsional cíclico (ensayo CTS por sus siglas en inglés como *cyclic torsional shear*), el cual mide directamente la rigidez y amortiguamiento en corte de la muestra.

Los ensayos de CTS son realizados al igual en muestras sólidas, el cual produce deformaciones por corte que van de cero a lo largo del eje de la muestra a un valor máximo en el borde exterior. Para aumentar la uniformidad radial de tensiones de corte, otros investigadores (Drnevich, 1967, 1972) desarrollaron el aparato de CTS cilíndrico hueco (Figura 2.16). Mientras que las pruebas de cilindros huecos ofrecen tal vez la mejor uniformidad y el control de los esfuerzos y el drenaje, la preparación de muestras puede ser difícil y el equipo no está ampliamente disponible.

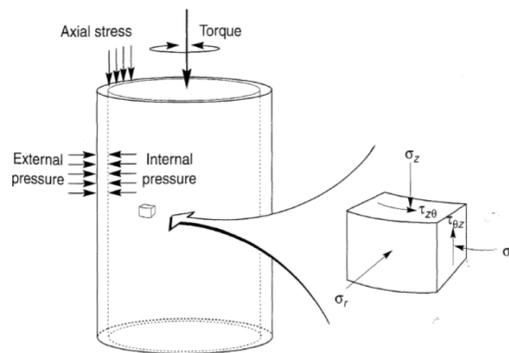


Figura N° 2.16. Muestra cilíndrica hueca, carga de torsión aplicado en la parte superior para el ensayo de corte torsional, Kramer (1996)

En el ensayo CTS, en la parte superior de la muestra se monitorean tanto esfuerzo de torsión como desplazamiento. La torsión es convertida en esfuerzos cortantes y el desplazamiento es convertido en deformaciones cortantes. En consecuencia, se generan lazos de histéresis, los cuales se usan para el cálculo de  $G$  y  $D$  a diferentes deformaciones (similar al mostrado en la Figura 2.2). La frecuencia de carga utilizada en el ensayo CTS es mucho menor que de los ensayos RC, al menos 10 veces menos que la frecuencia de resonancia.

### 2.2.3 Ensayo combinado de columna resonante y corte torsional

El ensayo combinado de columna resonante y corte torsional (ensayo RCTS por sus siglas en inglés como *resonant column and torsional shear*) es capaz de ensayar una misma muestra de suelo en el modo cíclico y el modo dinámico, eliminando efectos de variabilidad debido a ensayar diferentes especímenes o ensayar el mismo espécimen después que este ha sido sujeto a una historia de esfuerzos diferente. Los datos obtenidos de los dos modos independientes del

ensayo efectivamente se pueden comparar con el fin de conseguir información más clara sobre el comportamiento dinámico del material.

Uno de los modos de prueba es el ya mencionado ensayo RC, el cual se basa en la teoría de la propagación de ondas en un cilindro fijo-libre con una masa unida en el extremo libre. El segundo modo de prueba es el ensayo CTS, que consiste en el control de la torsión aplicada y el desplazamiento en la parte superior de la muestra. Un diagrama simplificado del equipo RCTS se presenta en la Figura 2.17.

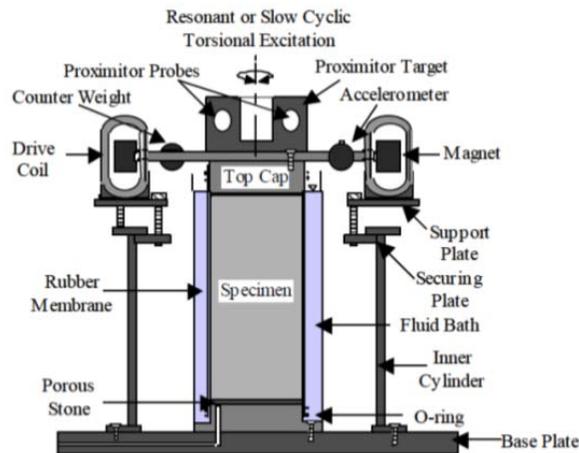


Figura N° 2.17. Diagrama simplificado del equipo RCTS, Stokoe *et al.* (1999)

Este equipo es muy similar al RC y el TS. Sin embargo, en este equipo la muestra de suelo se ensaya utilizando tanto los modos de corte torsional cíclico como de resonancia simplemente cambiando: 1) la amplitud y frecuencia de la corriente en las bobinas de accionamiento (*drive coils*), y 2) los aparatos de monitoreo del movimiento que se utilizan para grabar la respuesta del espécimen. Estos cambios se realizan fuera de la cámara de confinamiento; por lo tanto, pueden ser realizados sin cambiar el estado de esfuerzos del espécimen. Asimismo, este equipo es capaz de manejar presiones confinamiento de hasta 40 atmosferas (4,1 MPa), representando un ensayo para una muestra localizada a 200 m de profundidad en promedio.

## CAPÍTULO III: ESTADO DEL ARTE EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO PARA EL ANÁLISIS RESPUESTA SÍSMICA 1D

### 3.1 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA

El análisis de respuesta de sitio 1D es usado para cuantificar los efectos del suelo en propagación del movimiento del terreno. Dos métodos de análisis han sido usados para estimar este fenómeno: (1) análisis lineal equivalente (LEQ) y (2) análisis no lineal (NL), a continuación, una breve descripción de ambas metodologías.

#### 3.1.1 Análisis de respuesta sísmica lineal equivalente

Seed e Idriss (1969) propusieron el análisis de respuesta sísmica 1D LEQ; es un método iterativo el cual consiste en establecer propiedades iniciales de rigidez y razón de amortiguamiento ( $G$  y  $D$ ) para cada estrato de suelo (usualmente  $G_{max}$  y  $D_{min}$ ) y luego realizar el análisis de propagación de ondas. Después del análisis se calculan las deformaciones equivalentes, iguales a  $2/3$  de las deformaciones máximas obtenidas por cada estrato, con el fin de identificar los valores de  $G$  y  $D$  en las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  a dicha deformación. Si los valores son diferentes de las iniciales, se realiza nuevamente el análisis con los valores de  $G$  y  $D$  actualizados a la deformación equivalente obtenida del análisis anterior, volviéndose un análisis iterativo hasta que las deformaciones equivalentes (y por ende  $G$  y  $D$ ), para todos los estratos, converjan para dos análisis consecutivos. Un ejemplo del procedimiento iterativo del análisis LEQ se presenta en la Figura 3.1.

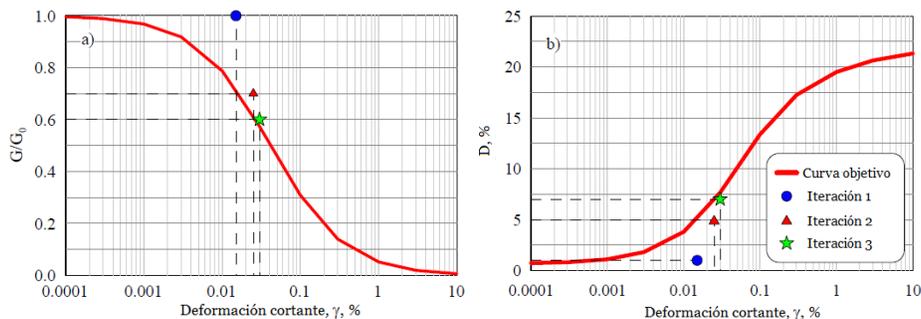


Figura N° 3.1. Procedimiento iterativo del análisis LEQ

La matemática de la metodología LEQ en la propagación de ondas es resuelta en el dominio de las frecuencias en la cual se expresa al suelo mediante el concepto de las funciones de transferencia, en donde este afecta las frecuencias del sismo el cual esta expresado en el espectro de amplitudes de Fourier (Kramer, 1996).

Al referirse a las funciones de transferencia y el espectro de amplitudes de Fourier se tiene claro que se trata de temas de comportamientos lineales. Sin embargo, mediante la adhesión de las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  y un proceso iterativo se puede identificar la deformación promedio a la cual es sometido el perfil de suelo, definiéndose estas curvas como modelo LEQ. Programas de cómputo como SHAKE y SHAKE 91 han sido ampliamente usados en el pasado para la ejecución de esta metodología.

### 3.1.2 Análisis de respuesta sísmica no lineal

El análisis de respuesta sísmica 1D NL, es resuelta en el dominio del tiempo, en donde la siguiente ecuación dinámica de movimiento es resuelta:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = - [M]\{I\}\ddot{u}_g \quad 3.1$$

Donde  $[M]$  es la matriz de masa,  $[C]$  es la matriz de amortiguamiento viscoso,  $[K]$  es la matriz de rigidez,  $\{\ddot{u}\}$  es el vector de aceleración relativa nodal,  $\{\dot{u}\}$  es el vector de velocidad relativa nodal, y  $\{u\}$  es el vector de desplazamiento relativo nodal,  $\ddot{u}_g$  es la aceleración en la base de la columna de suelo y  $\{I\}$  es el vector unitario. Las matrices  $[M]$ ,  $[C]$  y  $[K]$  son ensambladas usando la respuesta incremental de los estratos de suelos desde la base a la superficie, y en donde la respuesta del suelo es obtenida de un modelo constitutivo que describe el comportamiento cíclico del suelo, definiéndose este como modelo NL.

La ecuación de equilibrio dinámico 3.1, es resuelta numéricamente en cada intervalo de tiempo usando un método de integración de tiempo, siendo el más aplicado el método  $\beta$  de Newmark (1959). Para el análisis, el perfil de suelo es discretizado en estratos individuales usando un modelo agrupado de múltiples grados de libertad, en donde cada estrato es representado por su correspondiente masa, resorte no lineal y un amortiguador que representa el amortiguamiento

viscoso. Agrupándose la mitad de cada masa para dos estratos consecutivos en su borde común se forma la matriz de masa.

En el análisis, la matriz de rigidez [K] es actualizada en cada incremento de tiempo para incorporar la no linealidad del suelo, en la cual el amortiguamiento del suelo es capturado a través de ciclos de carga-recarga histerética en el modelo de suelo (modelo no lineal). Por lo tanto, puede identificarse que la matriz de amortiguamiento viscoso [C] sería innecesaria en el análisis. A pesar de ello su uso es debido a problemas matemáticos en pequeñas deformaciones donde el amortiguamiento histerético es nulo. Por lo tanto, el valor de amortiguamiento definido para [C] viene a ser representado por el valor de amortiguamiento mínimo del suelo,  $D_{min}$ .

La Figura 3.2 es una representación esquemática del modelo agrupado de múltiples grados de libertad para la realización del análisis de propagación de ondas unidimensional.

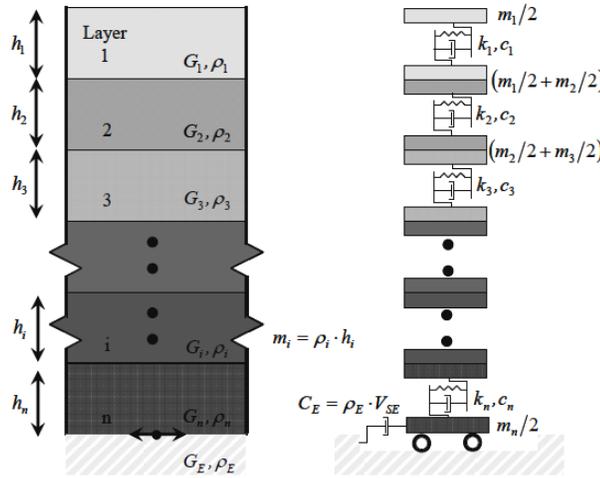


Figura N° 3.2. Modelo agrupado de múltiples grados de libertad representando a un depósito de suelo de capas horizontales moviéndose en la base por el efecto de la propagación de ondas horizontales en la dirección vertical, Hashash *et al.* (2010)

Para ambos tipos de análisis (LEQ y NL) se requiere conocer las propiedades dinámicas del suelo, las que son definidas de tres diferentes maneras: (1) curvas empíricas de literatura, (2) a través de formulaciones que toman en cuenta las

características físicas del suelo y de su estado de esfuerzos y (3) mediante la realización de ensayos de laboratorio.

Como se menciona, para el caso del análisis LEQ las propiedades dinámicas del suelo se interpretan como el modelo LEQ explicado en el ítem 2.2.1.1, en donde las curvas dinámicas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  son puntos discretos e independientes entre sí, y las cuales son utilizadas en el análisis. En el caso del análisis NL las propiedades dinámicas del suelo se interpretan como un modelo NL explicado en el ítem 2.2.1.2, en donde las curvas dinámicas se relacionan en una formulación, generalmente hiperbólica, que trata de ajustar la curva  $G/G_{max} - \log \gamma$  y en conjunto con las reglas de Masing se ajustará a la curva  $D - \log \gamma$ , uniendo ambas curvas en un solo modelo matemático que será representado en condiciones de esfuerzos cortantes y deformación cortante para ser usado en el análisis NL.

Para ambos tipos de análisis la matemática del problema está definida, sin embargo, el comportamiento dinámico del suelo junto con el sismo de diseño utilizado en el análisis son la principal variable del problema, en donde para el caso del suelo, se han utilizado diferentes curvas de la literatura para definir su comportamiento real, y en el cual existe un rango amplio de diferencias, desde la más básica definida por el tipo de suelo y la más compleja definida por las características particulares del material y por las condiciones de esfuerzos. Un resumen de estas diferentes curvas se revisará a continuación.

### 3.2 ECUACIONES DE DISEÑO DE HARDIN Y DRNEVICH (1972)

El primer estudio sobre los parámetros que controlan el comportamiento no lineal del suelo fue realizado por Hardin y Drnevich (1972a y b), observado en la Tabla 3.1 en relación a su importancia y en términos de sus efectos en el módulo de corte y razón de amortiguamiento. En su investigación, los autores propusieron que la relación esfuerzo cortante y deformación cortante sea expresado por una formulación hiperbólica para el modelamiento del comportamiento dinámico del suelo. Este modelo hiperbólico, mostrado en la Figura 3.3, es expresado como:

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{\max}} + \frac{\gamma}{\tau_{\max}}}$$

3.2

Tabla 3.1. Parámetros que controlan el comportamiento no lineal del suelo y su importancia relativa en términos de afectar el módulo de corte y el amortiguamiento (Hardin y Drnevich, 1972b).

Parámetros	Impacto en el módulo de corte		Impacto en la razón de amortiguamiento	
	Arenas limpias	Suelos cohesivos	Arenas limpias	Suelos cohesivos
Amplitud de deformación	***	***	***	***
Presión de confinamiento efectivo medio	***	***	***	***
Relación de vacíos	***	***	***	***
Números de ciclos de carga	+	*	***	***
Grado de saturación	*	***	**	-
Razón de consolidación	*	**	*	**
Envolvente de resistencia efectiva	**	**	**	**
Frecuencia de carga	*	*	*	**
Otros efectos de tiempo	*	**	*	**
Características granulométricas, tamaño, forma, gradación, mineralogía	*	*	*	*
Estructura del suelo	*	*	*	*
Cambio de volumen	-	*	-	*

**Nota:**

\*\*\*: Muy importante

\*\* : Menos importante

\* : Relativamente poco importante

+: Relativamente poco importante excepto para arenas saturadas

-: Desconocido

Simplificando la ecuación 3.2 se obtendría la ecuación para la evaluación de la curva de reducción del módulo normalizado como:

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}}$$

3.3

Con:

$$\gamma_r = \tau_{max} / G_{max} \quad 3.3a$$

Dónde:  $\tau$  = esfuerzo de corte,

$\gamma$  = deformación cortante,

$G$  = módulo de corte,

$G_{max}$  = módulo de corte máximo,

$\tau_{max}$  = resistencia de corte del suelo en falla,

$\gamma_r$  = deformación de referencia.

De igual manera, una relación similar a la ecuación 3.3 fue presentada para la evaluación de la razón de amortiguamiento, dada por:

$$D = \frac{D_{max} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_r}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad 3.4$$

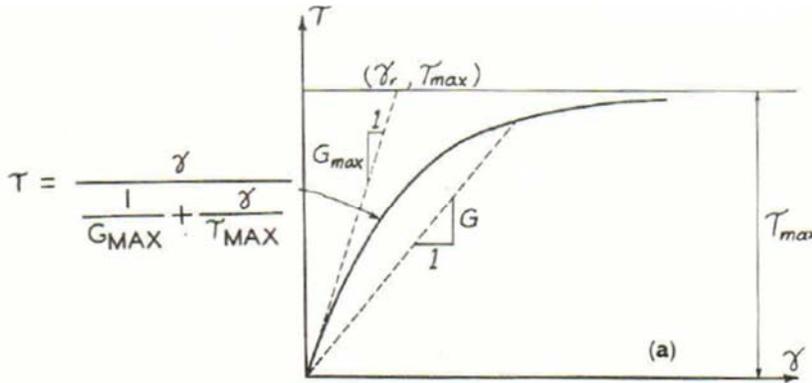


Figura N° 3.3. Relación hiperbólica esfuerzo-deformación, Hardin y Drnevich (1972a)

En ambas formulaciones el parámetro definido como  $\gamma_r$  era el parámetro más influyente, por lo que se presentaron relaciones empíricas para la evaluación de este parámetro, las cuales tomaban en cuenta efectos del índice de plasticidad, razón de sobreconsolidación y presión de confinamiento, principalmente. Asimismo, se presentaron relaciones empíricas para la evaluación de los parámetros  $G_{max}$  y  $D_{max}$  del suelo.

La complejidad en las formulaciones empíricas presentadas para determinar las curvas de módulo de corte normalizado y razón de amortiguamiento mediante el

trabajo de Hardin y Drnevich (1972a y b) limitaba su uso en la práctica, sin embargo, representó un gran avance hacia la caracterización del comportamiento dinámico del suelo.

### 3.3 PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO EN LA LITERATURA

#### 3.3.1 Relaciones empíricas en arenas

Investigaciones posteriores fueron influenciadas por los trabajos de Hardin y Drnevich, con el fin de refinar, mejorar y “generalizar” sus resultados, proporcionando curvas promedias de reducción del módulo de corte normalizado e incremento de la razón amortiguamiento. La mayoría de estas curvas han sido ampliamente aceptadas y utilizadas en la práctica de la ingeniería geotécnica sísmica, tal es el caso del estudio “pionero” realizado por Seed e Idriss (1970) donde se propusieron curvas dinámicas para materiales de suelo tipo arenas a partir las fórmulas de Hardin y Drnevich (1972a y b) y en donde se estudió la estimación del valor de módulo de corte,  $G$ , en base a la siguiente formula:

$$G = 1000 \times k_2 \times (\sigma'_0)^{1/2} \quad 3.5$$

Dónde:  $k_2$  = coeficiente del módulo definido por Seed e Idriss (1970)

$\sigma'_0$  = Presión de confinamiento promedio efectivo

Seed e Idriss (1970) estudiaron el comportamiento de  $K_2$  usando las relaciones sugeridas por Hardin y Drnevich, observando la influencia de cada parámetro en sus formulaciones propuestas y manteniendo constante los demás parámetros influyentes. Finalmente se observó que el parámetro  $e$  (relación de vacíos) fue el más influyente en el módulo de corte y el esfuerzo vertical efectivo en la razón de amortiguamiento (Figura 3.4). Los resultados obtenidos mediante las fórmulas de Hardin y Drnevich, fueron comparados con los obtenidos en laboratorio realizados por otros investigadores dando buenas concordancias, la cual se puede observar en la Figura 3.5 y en donde también se observa los diferentes rangos de deformaciones obtenidos por diferentes autores, que son dependientes del método de ensayo realizado, a su vez de presentarse las curvas en valores absolutos de  $K_2$ .

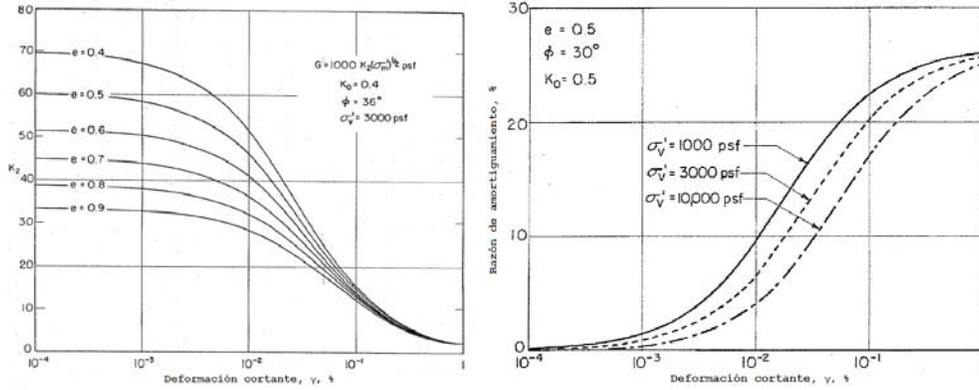


Figura N° 3.4. Módulo de corte a diferente relación de vacíos y amortiguamiento a diferente presión de confinamiento para arenas, a partir de las expresiones de Hardin y Drnevich (1972), Seed e Idriss (1970)

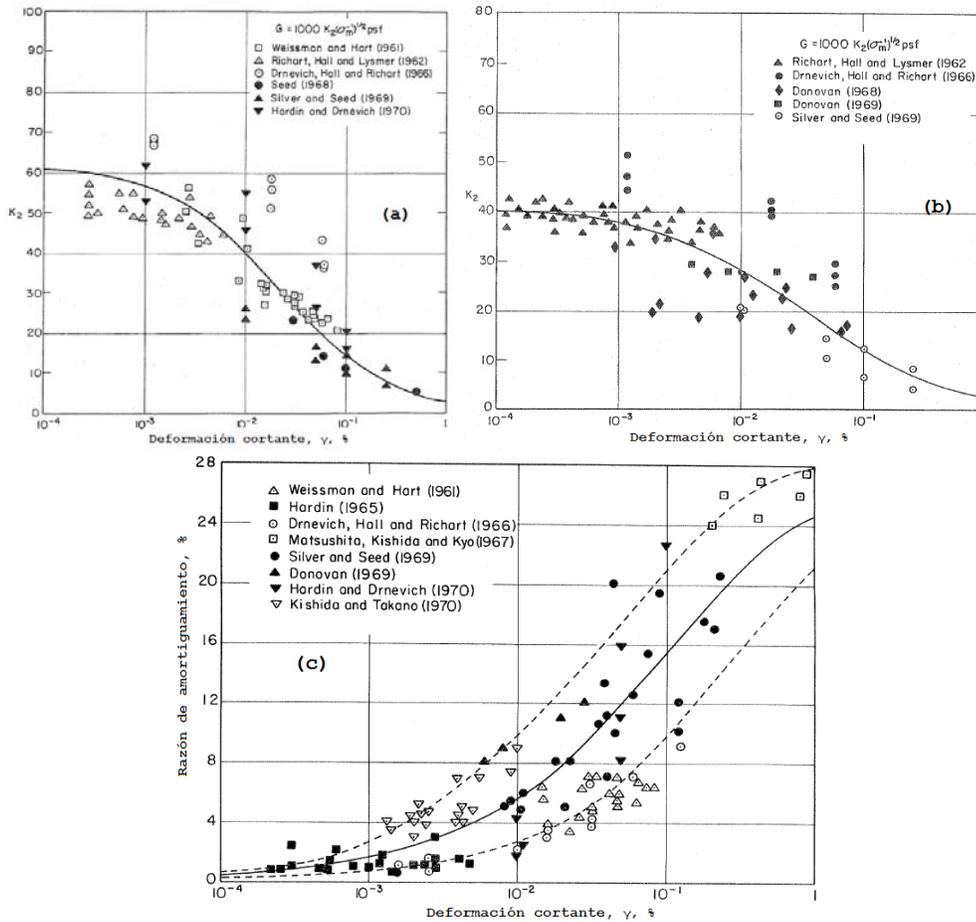


Figura N° 3.5. (a) Módulo de corte a densidad relativa de 75%, (b) Módulo de corte a densidad relativa de 40%, (c) y razón de amortiguamiento basado en los ensayos de laboratorio en arenas, Seed e Idriss (1970)

### 3.3.2 Curvas de Seed e Idriss (1970)

Seed e Idriss (1970) propusieron por primera vez curvas de reducción del módulo de corte normalizado y razón de amortiguamiento versus la deformación cortante muy bien conocidas en la ingeniería geotécnica sísmica para arenas, las que son mostradas en la Figura 3.6.

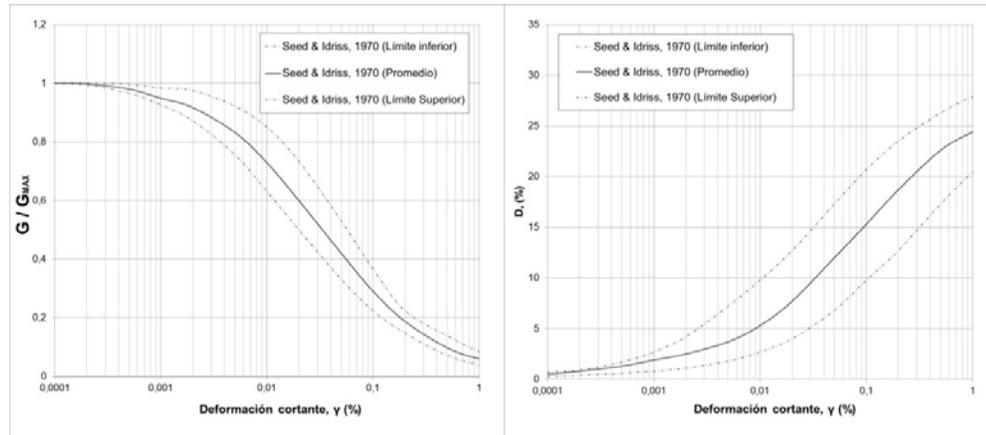


Figura N° 3.6. Curvas empíricas de reducción del módulo de corte normalizado y amortiguamiento, por Seed e Idriss (1970)

Seed e Idriss (1970) resumieron que para suelos no cohesivos la variación de las curvas dinámicas presentadas “es muy pequeña si existiese cambios en las propiedades del suelo o en su estado de esfuerzos”, y por lo tanto las curvas de reducción del módulo de corte normalizado y razón de amortiguamiento caen dentro de un rango estrecho, y el asumir la curva promedio es de precisión suficiente para la práctica.

Investigaciones posteriores a Seed e Idriss (1970) observaron que la presión de confinamiento es un factor muy influyente comparado con otras propiedades del suelo, atribuyendo que el rango de Seed e Idriss en ambas graficas se debe a este factor. Estudios como las de Iwasaki *et al.* (1978), Kokusho (1980), Ni (1987) y otros, reconocieron este efecto y crearon curvas basadas en el esfuerzo de confinamiento, en el cual se observaba que la linealidad del suelo se incrementaba con el incremento de la presión de confinamiento. Por otro lado, Sun *et al.* (1988) y Vucetic y Dobry (1991) presentaron curvas con relación al índice plasticidad (IP), el cual observaron que es también un parámetro influyente para la caracterización dinámica de suelos finos.

A pesar de que se entendía y mejoraba el comportamiento dinámico del suelo, estas investigaciones estaban basadas en esfuerzos de confinamiento relativamente bajos, en el rango de 25 a 400 kPa de confinamiento, con el cual se podría observar el comportamiento de estas curvas hasta una profundidad máxima de 20 m aproximadamente. El no considerar la influencia del esfuerzo de confinamiento en las curvas dinámicas para profundidades mayores, subestimaría los resultados de respuesta sísmica ya que el suelo a profundidad incrementa su linealidad (Figura 3.7).

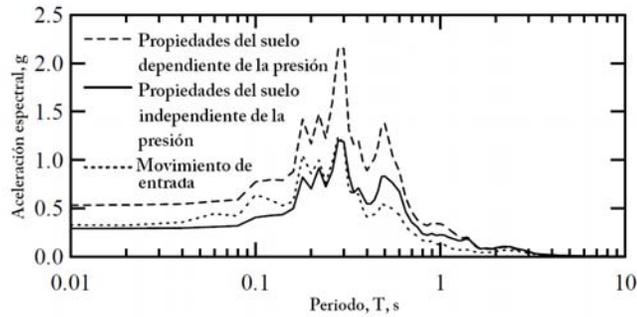


Figura N° 3.7. Impacto en el análisis de respuesta de sitio tomando en cuenta el efecto de la presión de confinamiento, perfil de 120 m, Darendeli (2001)

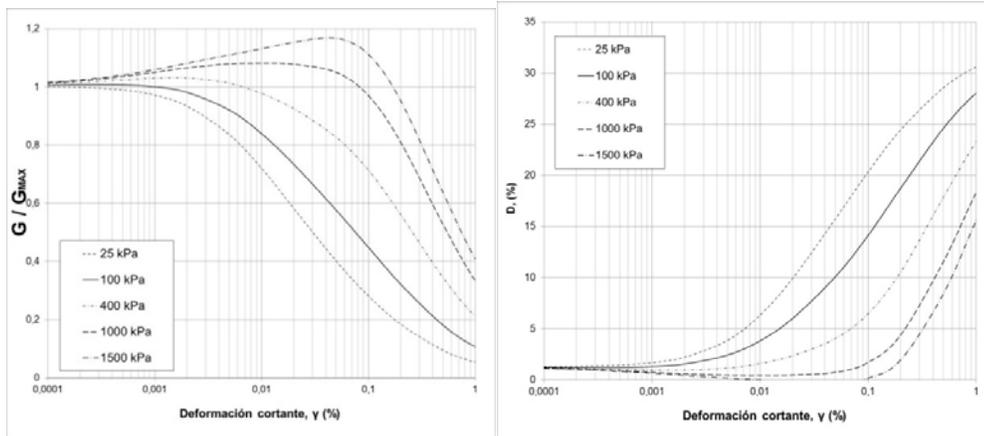


Figura N° 3.8. Curvas dinámicas en material de arenas no plásticas en función del confinamiento, Ishibashi y Zhang (1993)

### 3.3.3 Curvas de Ishibashi y Zhang (1993)

Ishibashi y Zhang (1993), revisaron las investigaciones anteriormente indicadas entre otras para reanalizarlas y presentar las primeras formulaciones unificadas para la creación de curvas empíricas en función de la presión de confinamiento y la plasticidad del suelo, como se muestra en la Figura 3.8. Sin embargo, se

observa que esta formulación no ofrece valores razonables bajo esfuerzos de confinamiento promedio efectivo de 500 kPa, en el cual en las curvas de reducción del módulo de corte normalizado y razón de amortiguamiento a deformaciones intermedias exceden valores mayores a 1 y menores a 0, respectivamente.

#### 3.3.4 Ecuaciones de predicción, Darendeli (2001)

Darendeli (2001) estudió el comportamiento de las propiedades dinámicas de suelos finos a medios, como arenas limpias, arenas con alto contenido de finos, arcillas y limos, con base en una detallada investigación de campo, recopilándose un total de 110 muestras inalteradas que fueron tomadas de 20 ubicaciones y con las cuales se realizaron ensayos RCTS en la Universidad de Texas en Austin (UTA) para caracterizarlos dinámicamente.

Entre las características importantes de los materiales ensayados por Darendeli (2001), se puede resaltar la presión de confinamiento en un rango de 30 a 2700 kPa, que corresponde mayormente a presiones *in situ* que toma en cuenta la profundidad de obtención de la muestra. Entre otras características, se presenta la granulometría del suelo, las cuales corresponden a suelos tipo CH, CL, CL-ML, MH, ML, SC, SC-SM, SM, SP, SP-SM, SW-SC, SW-SM acorde a la clasificación SUCS; la plasticidad del material presenta una variabilidad entre 0 a 130% (40 materiales no plásticos) y la razón de sobreconsolidación en un rango de 1 a 8 (92 materiales con OCR igual a 1). Parámetros anteriormente descritos y parámetros como la frecuencia ( $f$ , Hz) y el número de ciclos ( $N$ ) del ensayo fueron tomados en cuenta para observar la influencia sobre estos materiales.

En base a los resultados obtenidos de laboratorio y análisis estadísticos, se crearon formulaciones y familias de curvas de reducción del módulo de corte normalizado e incremento de la razón amortiguamiento, las cuales relacionan cada uno de los parámetros influyentes del suelo y condiciones de carga. Estas ecuaciones fueron creadas mediante métodos bayesianos, que es un método sistemático para utilizar análisis estadísticos basados en la experiencia y observaciones en conjunto. Las ecuaciones para la creación de las curvas se muestran a continuación.

Para modelar la relación  $G/G_{max} - \log \gamma$ , se consideró la siguiente formulación hiperbólica:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^\alpha} \quad 3.6$$

Con:

$$\gamma_r = (\phi_1 + \phi_2 * IP * OCR^{\phi_3}) * \sigma_0^{\phi_4} \quad 3.6.1$$

$$\alpha = \phi_5 \quad 3.6.2$$

Para modelar la relación  $D - \log \gamma$ , se consideró la siguiente formulación:

$$D = F * D_{Masing} + D_{min} \quad 3.7$$

Con:

$$D_{Masing} = c_1 * D_{Masing_{\alpha=1}} + c_2 * D_{Masing_{\alpha=1}}^2 + c_3 * D_{Masing_{\alpha=1}}^3 \quad 3.7.1$$

$$c_1 = -1,1143 * \alpha^2 + 1,8618 * \alpha + 0,2523 \quad 3.7.1.a$$

$$c_2 = 0,0805 * \alpha^2 - 0,0710 * \alpha - 0,0095 \quad 3.7.1.b$$

$$c_3 = -0,0005 * \alpha^2 + 0,0002 * \alpha + 0,0003 \quad 3.7.1.c$$

$$D_{Masing_{\alpha=1}} = \frac{1}{\pi} \left[ 4 * \frac{\gamma - \gamma_r * \ln\left(\frac{\gamma + \gamma_r}{\gamma_r}\right)}{\frac{\gamma^2}{\gamma + \gamma_r}} - 2 \right] \quad 3.7.1.d$$

$$F = b * \left(\frac{G}{G_{max}}\right)^{0,1} \quad 3.7.2$$

$$b = \phi_{11} + \phi_{12} * \ln(N) \quad 3.7.2.a$$

$$D_{min} = (\phi_6 + \phi_7 * IP * OCR^{\phi_8}) * \sigma_0^{\phi_9} * [1 + \phi_{10} * \ln(f)] \quad 3.7.3$$

Dónde:

$G/G_{max}$  : Módulo de corte normalizado

$D$  : Coeficiente de amortiguamiento cortante

$\gamma$  : Deformación cortante

$\gamma_r$  : Deformación de referencia

$\alpha$  : Coeficiente de curvatura

$D_{min}$  : Coeficiente de amortiguamiento cortante mínimo

$D_{Masing}$  : Coeficiente de amortiguamiento cortante estimado, basado en el comportamiento de Masing

$\sigma'_o$  : Presión de confinamiento promedio efectivo (atm)

IP: Índice de plasticidad (%)

OCR: Razón de sobreconsolidación

$f$  : Frecuencia de carga

$N$  : Número de ciclos de carga

$\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4, \dots, \phi_{11}, \phi_{12}$  : Parámetros que relacionan las curvas de reducción de módulo de corte normalizado y razón de amortiguamiento para un tipo de suelo (ver Tabla 3.2)

Tabla 3.2. Parámetros que relacionan las curvas de módulo de corte normalizado y razón de amortiguamiento para un tipo de suelo según el modelo de Darendeli, 2011.

Modelo global	
Parámetros	Valor
$\phi_1$	0,0352
$\phi_2$	0,00101
$\phi_3$	0,3246
$\phi_4$	0,3483
$\phi_5$	0,9190
$\phi_6$	0,8005
$\phi_7$	0,0129
$\phi_8$	-0,1069
$\phi_9$	-0,2889
$\phi_{10}$	0,2919
$\phi_{11}$	0,6329
$\phi_{12}$	-0,00566

Las formulaciones usadas por Darendeli (2001) fueron similares a la original desarrollada por Hardin y Drnevich (1972a y b), con la relación hiperbólica modificada mediante la adición de un coeficiente de curvatura “ $\alpha$ ” (ecuación 3.6), la cual minimiza la diferencia de la curva del modelo hiperbólico y la curva

$G/G_{max} - \log \gamma$  medida en laboratorio. A su vez, a diferencia de Hardin y Drnevich (1972a y b) el valor de  $\gamma_r$  es el valor de  $\gamma$  evaluado en  $G/G_{max}$  igual a 0,5. Para el caso de la ecuación de razón de amortiguamiento, Darendeli (2001) hace uso de las “reglas de Masing” anteriormente explicadas en 2.2.1.2, debido a su simplicidad en definir la trayectoria de carga monotónica (curva *backbone*) y trayectoria de descarga y recarga.

Como se explicó en un inicio, Masing (1926) sugiere que la trayectoria esfuerzo-deformación durante una carga cíclica podía ser relacionada con la trayectoria esfuerzo-deformación de la carga monotónica, la cual es también conocida como la curva *backbone* (trayectoria 1). Para la trayectoria de descarga (trayectoria 2) Masing sugiere que esta siga una curva que es la curva *backbone* “escalada por dos e invertida” y por último la trayectoria de recarga (trayectoria 3) también sigue la curva *backbone* escalada hacia el punto inicial de la curva de descarga. Este conjunto de trayectorias de descarga y recarga se dice que siguen “el comportamiento de Masing”, Figura 3.9 y 2.5.

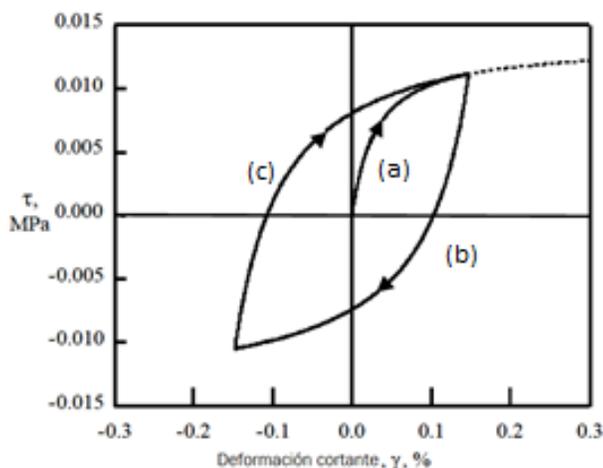


Figura N° 3.9. Lazo de histéresis estimado de acuerdo con el comportamiento de Masing, (a) trayectoria 1, (b) trayectoria 2, (c) trayectoria 3, Darendeli (2001)

Sin embargo, debido a que la curva de descarga es solo la curva *backbone* escalada por dos, en términos de valores absolutos, el módulo de corte inicial en la descarga es igual al  $G_{max}$  siendo esta suposición cercana al comportamiento de metales, pero no de suelos, en el cual las partículas se distorsionan y se mueven mientras el espécimen se deforma en la región no lineal. En el punto inicial de la

curva de descarga, las partículas del suelo se han deformado de la muestra original. Por lo tanto, se espera que el módulo de corte inicial en descarga sea “menor que  $G_{max}$ ”. Entonces, debido a que el módulo de corte es sobreestimado en el “comportamiento de Masing”, el área de ciclo de histéresis determinada a partir del "comportamiento Masing" es más grande que los del comportamiento real del suelo y como resultado el amortiguamiento calculado es mayor que los medidos en el laboratorio, especialmente a altos valores de deformación. Ishihara (1996) también observó este fenómeno del “comportamiento de Masing”, Figura 3.10, concluyendo que “el comportamiento de Masing” sobreestima el amortiguamiento a grandes deformaciones.

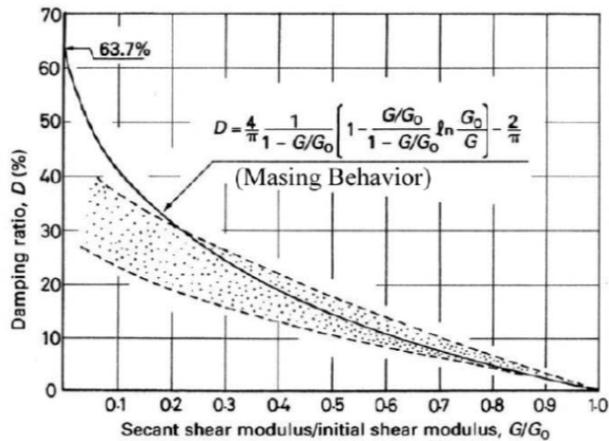


Figura N° 3.10. Relación entre la razón de amortiguamiento y el módulo de corte normalizado, Ishihara (1996)

Darendeli (2001) ajusta el amortiguamiento determinado con el “comportamiento de Masing” junto con una función de correlación “F” (coeficiente de escala). Combinando Masing, el factor F y el valor de  $D_{min}$  se obtiene (o ajusta) el valor de amortiguamiento real del suelo. El factor F es un parámetro muy importante y como se observa en la Figura 3.11, los bajos valores de “F” (menor a 0,60) dan a concluir nuevamente que Masing sobreestima el valor del amortiguamiento obtenido en laboratorio para todo rango de deformación y que mediante el uso de este factor se puede obtener valores con mayor precisión en el amortiguamiento.

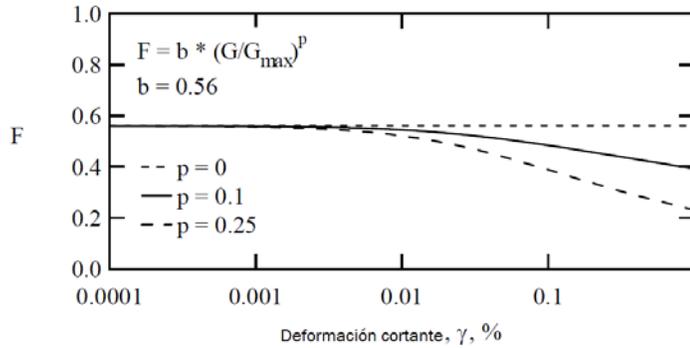


Figura N° 3.11. Variación de F con la deformación cortante, Darendeli (2001)

La Figura 3.12 muestra la comparación entre  $D_{Masing}$  y  $D_{Nonlinear}$ , en el cual la cantidad de ajuste del amortiguamiento incrementa con el incremento de la deformación cortante, y el actual amortiguamiento a una deformación cortante es la suma del  $D_{Nonlinear}$  y  $D_{min}$  (Ecuación 3.7). Cabe resaltar la importancia también de la ecuación 3.7.3 para la estimación del  $D_{min}$ , notarse que este valor disminuye a medida que incrementa la presión de confinamiento.

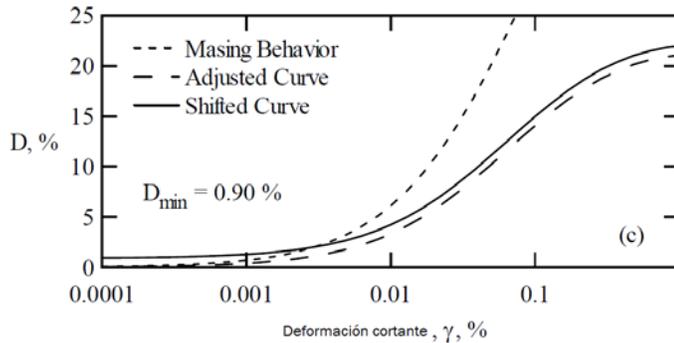


Figura N° 3.12. (Masing behavior,  $D_{Masing}$ ) curva de amortiguamiento estimado en base al comportamiento de Masing, (adjusted curve,  $D_{Nonlinear}$ ) curva ajustada usando el coeficiente F, y, (Shifted curve, D) curva desplazada usando el amortiguamiento a pequeñas deformaciones ( $D_{min}$ ), Darendeli (2001)

En la Figura 3.13 se muestran las curvas creadas mediante la formulación de Darendeli (2001) para una arena no plástica y normalmente consolidada ( $PI = 0\%$  y  $OCR = 1$ ) a diferentes presiones de confinamiento (25 a 1500 kPa), junto con las curvas de Seed e Idriss (1970) para arenas. Como se observa, las curvas límites de Seed e Idriss (1970) caen en el rango de 25 a 400 kPa de confinamiento en la curva de reducción del módulo de corte normalizado. En la curva de razón

amortiguamiento, se observa que hay altos valores en la curva de Seed e Idriss (1970), Darendeli (2001) indica que esta discrepancia resulta de problemas en la medición de este valor (razón de amortiguamiento) que surgen por el uso de antiguos equipos triaxiales cíclicos empleados. Además, se observa que a la presión de 1500 kPa en ambas curvas presentan un comportamiento más lineal, por la razón que a mayor profundidad el comportamiento del suelo es diferente a lo estimado con las curvas promedios.

En base a lo mostrado, se observa la importancia del uso de curvas dependientes del esfuerzo de confinamiento y de características del suelo. Investigaciones realizadas por Darendeli (2011) usando las nuevas curvas propuestas y otras curvas recomendadas durante los últimos 40 años (curvas genéricas) han resultado en mayores amplificaciones en los análisis de respuesta 1D en el primer caso, por lo que el uso actual de las curvas pioneras de Seed e Idriss (1970) daría como resultado subestimaciones en estos tipos de análisis (Figura 3.7).

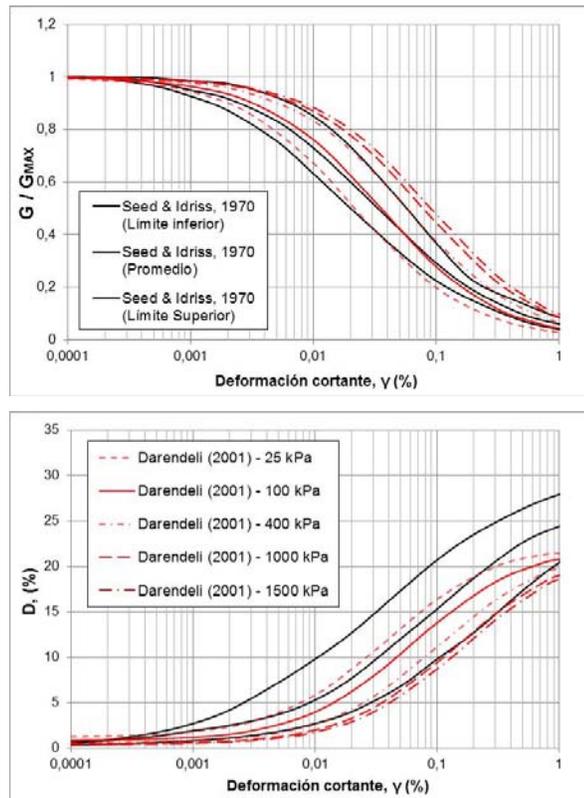


Figura N° 3.13. Comparaciones del comportamiento no lineal del suelo (arena no plástica) con las curvas propuestas con Seed e Idriss (1970) para arenas y usando el modelo de Darendeli (2001)

Todo lo descrito anteriormente explica el estado de práctica y del arte en el comportamiento dinámico de materiales de suelos arenosos, limosos y arcillosos. Aunque la base del presente estudio está centrada en las curvas para materiales gravosos, es muy importante hacer énfasis en los estudios hechos en estos tipos de suelos, debido a que los diversos autores que proponen curvas para suelos gravosos siempre las compararon con aquellas propuestas para materiales de granulometría fina a media.

### 3.3.5 Relaciones empíricas en gravas

Los estudios del comportamiento dinámico en materiales gravosos, en sus inicios, fueron muy limitados debido a que solo se realizaban estudios en suelos tipo arenas, limos y arcillas, implicando una gran carencia de información sobre el comportamiento en suelos gravosos, a pesar de que son abundantes en la naturaleza y tienen amplio uso en estructuras de tierra. El problema sobre la limitada información de estos materiales se ha debido al gran tamaño de la instrumentación requerida en laboratorio para un ensayo representativo de un espécimen granular.

Uno de los primeros estudios realizados sobre el comportamiento lineal y no lineal en suelos gravosos fue presentado por Seed *et al.* (1986), donde se realizaron ensayos en muestras de suelos con  $TM = 2''$  y con diámetro en el ensayo de  $12''$ . Las muestras eran remoldeadas a una granulometría paralela simulando ser representativos de los materiales granulares reales y de mayor dimensión (o *in situ*), el cual actualmente es conocido como métodos de curvas homotéticas. Mayor detalle de esta técnica se dará más adelante, sin embargo, no es el fin de este estudio.

En dicho estudio, se observó en el rango lineal que el módulo de corte máximo ( $G_{max}$ ) es significativamente superior en gravas que en arenas, lo cual indicaba que el coeficiente de módulo  $K_2$  (ver ecuación 3.5) también es mayor. Valores de  $K_2$  para diferentes depósitos con diferentes tipos de suelos entre gravosos y arenosos se resumen en la Tabla 3.3, se observa que los valores de  $K_2$  para suelos arenosos varían de 34 a 86 con un promedio de 54 y para suelos gravosos varían de 90 a 188 con un promedio de 131, dando una relación entre 1,25 y 2,5 veces

mayor para los suelos gravosos que para arenas densas. Asimismo, se puede observar la influencia del esfuerzo de confinamiento en  $K_2$  mediante la influencia de la profundidad.

Tabla 3.3. Valores de  $K_2$  en suelos arenosos y gravosos (Seed *et al.*, 1986)

Tipo de suelo	Descripción	Ubicación	Profundidad (m)	$(K_2)_{max}$
Suelos arenosos	Arena húmeda suelta	Minnesota	3	34
	Arena seca densa	Washington	3	44
	Arena saturada densa	So. California	15	58
	Arena saturada densa	Georgia	60	60
	Arena limosa saturada densa	Georgia	18	65
	Arena saturada densa	So. California	90	72
	Arena limosa extremadamente densa	So. California	35	86
Suelos gravosos	Arena, grava y cantos con poca arcilla	Caracas	60	90
	Arena y grava densa	Washington	45	122
	Arena, grava y cantos con poca arcilla	Caracas	75	123
	Arena y grava arenosa densa	So. California	50	188

**Nota:**

$G_{max} = 1000 (K_2)_{max} (\sigma')^{nG}$  Donde  $G_{max}$  y  $\sigma'$  están en unidades de psf

En el rango no lineal, se realizaron ensayos cíclicos no drenados a deformación controlada y bajo un esfuerzo de confinamiento efectivo de 200 kPa a diferentes tipos de suelos gravosos que se mencionan a continuación: (1) Oroville gravel, material de relleno estructural usado en la presa Oroville con TM = 6" y dos materiales con granulometría en el rango de 1½" a ¾" y paralela con TM de 2" usado en el ensayo. (2) Pyramid gravel, material de enrocado usado en la presa Pyramid y obtenido por voladura de canteras con partículas angulares de TM = 15" en la estructura, se realizó el ensayo a la muestra paralela con TM de 2". (3) Venado sandstone, material obtenido de una roca arenisca de la formación Venado Cretácico Superior después de pasar por el proceso de voladura y chancado, se realizó el ensayo a la muestra con la misma gradación que Pyramid

gravel. (4) Livermore Natural gravel, obtenido de un depósito natural en el valle de Livermore, el material presentaba un  $TM = 3''$ , se realizó el ensayo a la muestra paralela a  $2''$ . Se puede mencionar las diferencias entre los materiales seleccionados por Seed *et al.* (1986) corresponden desde materiales en depósitos naturales a materiales obtenidos por métodos de explotación de solo por voladura y otros con voladura y chancado.

En la Figura 3.14 se presenta las curvas de  $K_2 - \log \gamma$  obtenidos a diferentes densidades relativas para los 4 materiales investigados, para deformaciones cortantes del orden de  $10^{-3}\%$  a  $0,2\%$ , también se presenta el ajuste hiperbólico realizado con la finalidad de obtener la curva completa para mayor rango de deformación y por ende el valor de  $K_{2max}$ . En la Figura 3.15 se presentan las curvas de  $K_2 - \log \gamma$  para densidades relativas de  $75\%$  y  $95\%$ , presentándose sola la curva hiperbólica ajustada para todo el rango de deformación de  $10^{-4}\%$  hasta  $1\%$ . Comparando con resultados en arenas en la Figura 3.15, los valores para gravas presentan mayores valores para la grava Oroville y Pyramid, sin embargo, se presentan resultados similares con grava de Livermore y Venado Sandstone. Así también se observa la mayor gradación que presentan los materiales gravosos a medida que incrementa su nivel de deformación a diferencia de las arenas.

Curvas normalizadas de  $G/G_{max} - \log \gamma$  para gravas fueron presentados por Seed *et al.* (1986). Estas curvas junto con los rangos extremos, son presentados en la Figura 3.16 junto con las curvas para suelos arenosos sugeridas por Seed e Idriss (1970), se observa que los valores de la curva media de  $G/G_{max} - \log \gamma$  para suelos gravosos es mucho menor en comparación a suelos arenosos, con  $\gamma_r$  para suelos gravosos alrededor de  $0,012\%$  y  $\gamma_r$  de suelos arenosos de  $0,036\%$  ( $\gamma_r$  está evaluado en  $G/G_{max}$  igual a  $0,5$ ; de acuerdo a Darendeli (2001)). Esto significa que en los suelos gravosos el comportamiento no lineal es mayor en comparación de los suelos arenosos cuando presentan el mismo nivel de deformación.

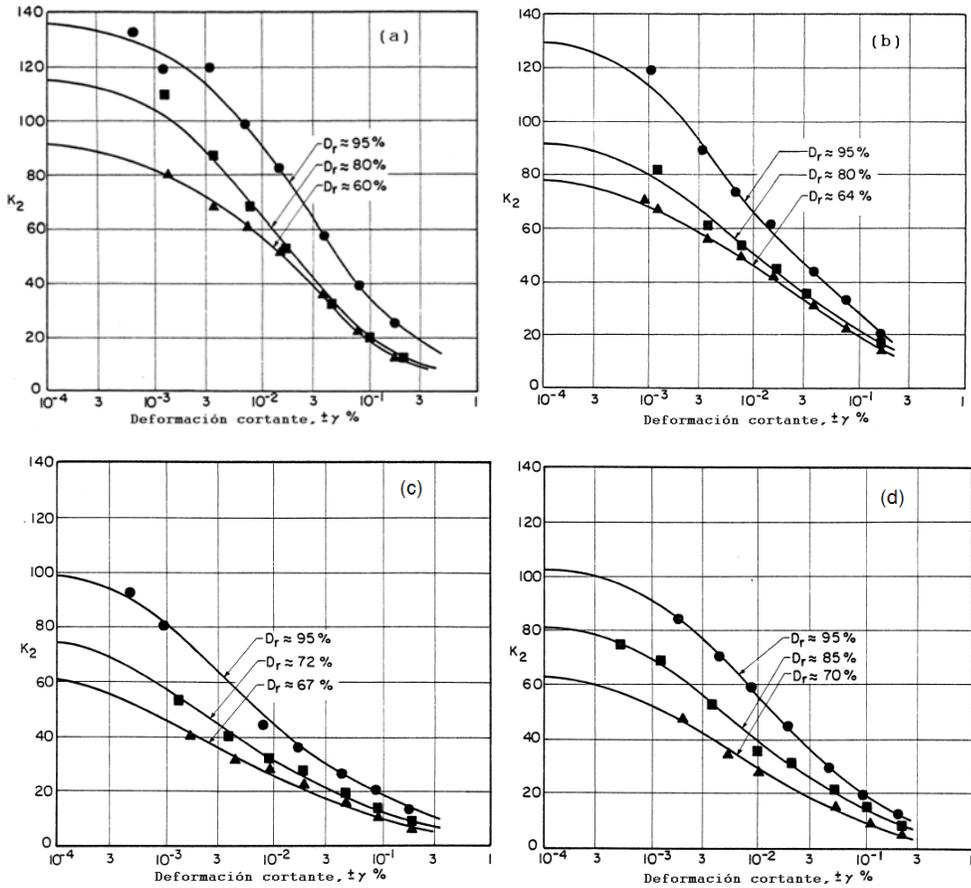


Figura N° 3.14. Curva  $K_2 - \log \gamma$  para los materiales gravosos de: (a) Oroville, (b) Pyramid, (c) Venado Sandstone y (d) Livermore (Seed *et al.*, 1986)

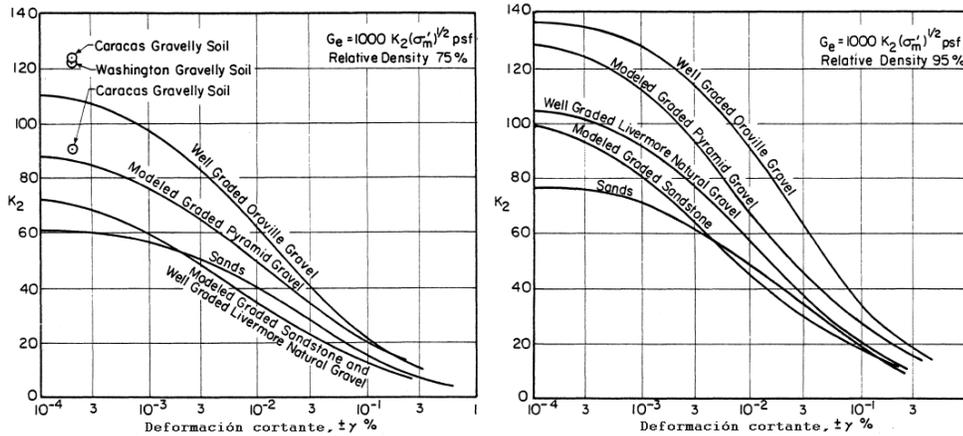


Figura N° 3.15. Comparación de Curva  $K_2 - \log \gamma$  en suelos gravosos y arenosos, lado izquierdo presenta resultados obtenidos para muestras al 75% de densidad relativa, lado derecho resultados para el 95% de densidad relativa, (Seed *et al.*, 1986)

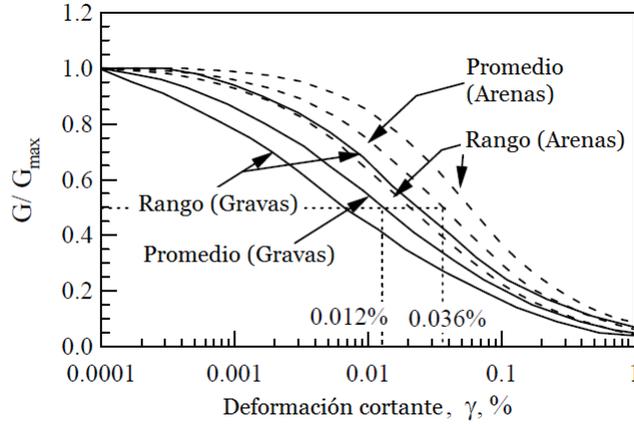


Figura N° 3.16. Curva  $G/G_{max} - \log \gamma$  para suelos gravosos y arenosos (Seed *et al.*, 1986)

En el caso de la razón de amortiguamiento, Seed *et al.* (1986) sugirieron el uso de la misma curva  $D - \log \gamma$  para suelos arenosos en suelos gravosos, debido a que los resultados del comportamiento no lineal del amortiguamiento caían dentro del rango de la curva de razón de amortiguamiento sugerido por Seed e Idriss (1970) para arenas, Figura 3.17.

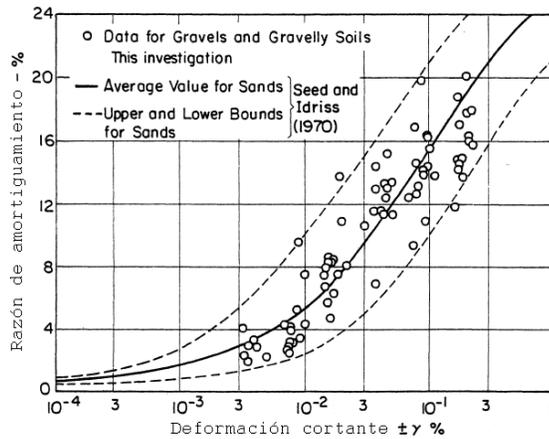


Figura N° 3.17. Curva  $D - \log \gamma$  para suelos gravosos y arenosos (Seed *et al.*, 1986)

El estudio realizado por Seed *et al.* (1986) representaba un estudio pionero en materiales granulares, y ha sido usado al igual que Seed e Idriss (1970) para el caso de arenas. Sin embargo, efectos como la presión de confinamiento no influía en las curvas dinámicas. Además, se observaba que estos materiales granulares presentaban mayores efectos que los observados en materiales finos.

Otros estudios en literatura han tratado de observar otros parámetros diferentes a la presión de confinamiento que influyen en el valor de  $G_{max}$  en materiales granulares, encontrándose que existe efecto de la relación de vacíos, efectos de gradación del suelo así como la forma de las partículas que la componen.

La gradación de suelos granulares es a menudo discutido en términos de tamaño de grano medio  $D_{50}$  y del coeficiente de uniformidad  $C_u$ , por otro lado, la forma de la partícula es separada en dos grupos como: (1) gravas de río (partículas redondeadas o sub-redondeadas) y (2) roca triturada (partículas angulares). Ishihara (1996) resume resultados de materiales tipos arenosos y gravosos que fueron ensayados en Japón durante décadas anteriores, presentando variación de  $G_{max}$  frente a la relación de vacíos,  $e$ , de ensayos triaxiales cíclicos, Figura 3.18.

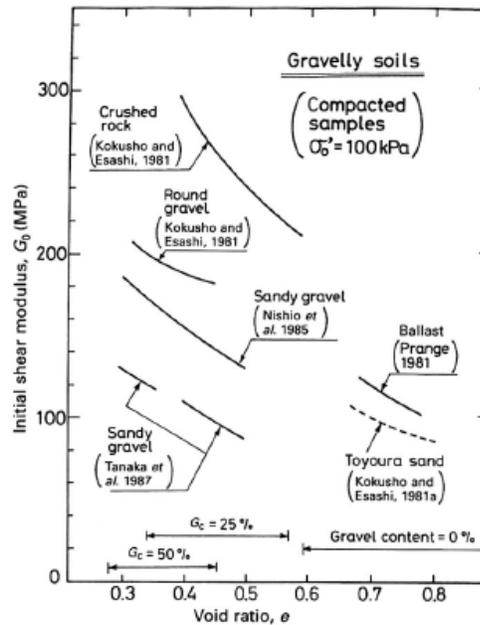


Figura N° 3.18. Variación del  $G_{max}$  con la relación de vacíos en suelos arenosos y gravosos ensayados en Japón usando el ensayo triaxial cíclico (Ishihara, 1996)

La figura mostrada sugiere que  $G_{max}$  es una función de: (1) relación de vacíos ( $G_{max}$  aumenta a medida que disminuye la relación de vacíos para todos los suelos), (2) el tamaño de grano medio ( $G_{max}$  es mayor en grava *ballast* que en la arena Toyoura), (3) coeficiente de uniformidad ( $G_{max}$  es mayor en grava redondeada que en grava arenosa), y (4) forma de las partículas ( $G_{max}$  es mayor en roca triturada que en grava redondeada).

Otro estudio importante y usado para la evaluación del comportamiento no lineal de suelos gravosos, es el realizado por Rollins *et al.* (1998), el cual revisa los ensayos realizados por Seed *et al.* (1986), y de otros 15 investigadores sobre los últimos 11 años de su estudio incluyendo su investigación, con el fin de obtener un mejor ajuste sobre las propiedades dinámicas en gravas.

En su mayoría, los suelos identificados clasificaban como gravas bien gradadas (GW), gravas pobremente gradadas (GP) y arena pobremente gradada gravosa (SP), con tamaños máximos de partícula que variaban de 10 a 150 mm,  $D_{50}$  de 0,5 a 13,4 mm,  $C_u$  de 1,33 a 75, y con un porcentaje de grava que variaba desde 20 al 90 %. Los ensayos y técnicas que fueron usados en estos tipos de materiales fueron realizados en Japón. La mayoría de las muestras revisadas por Rollins *et al.* (1998) fueron muestras reconstituidas, sin embargo, se revisaron también muestras inalteradas, en donde se pudo muestrear suelos gravosos intactos mediante métodos de congelación de la muestra en campo (como se presenta en Hatanaka *et al.* (1988), Hatanaka y Uchida (1994) y Kokusho y Tanaka (1994)).

De la compilación realizada, se crea un nuevo rango para la relación  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ , mostrada en la Figura 3.19, en la cual también se presenta el rango para arenas propuesto por Seed e Idriss (1970). En la curva  $G/G_{max} - \log \gamma$  se observa que un gran porcentaje de datos caen dentro del rango de Seed e Idriss (1970) en comparación a lo que propuso Seed *et al.* (1986). Asimismo, en la curva  $D - \log \gamma$  se observa que los resultados estudiados por Rollins caen dentro del límite de Seed *et al.* (1986), sin embargo, estos tienden a estar localizados cerca del límite inferior en la parte final, o a deformaciones cortante menores a 0,1%.

Es fácil notar que las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  definidas por Rollins *et al.* (1998) son muy diferentes a las elaboradas por Seed *et al.* (1986) para gravas. Cabe notar también, que algunas de las curvas de laboratorio usadas por Rollins, presentan una tendencia lineal a deformaciones de 0,001% en el módulo de corte normalizado a diferencia de las mostradas por Seed *et al.* (1986), indicando que posiblemente se haya normalizado erróneamente el módulo de corte y por tanto se sobreestime la curva de degradación. De ambos estudios, las curvas dinámicas por Seed *et al.* (1986) han sido las curvas más confiables para la caracterización

dinámica de suelos gravosos, debido a que se encuentra una relación concordante en el comportamiento no lineal comparado con las curvas dinámicas definidas para arenas. Hay que resaltar que a pesar de ello el estudio de Seed *et al.* (1986) no toma en cuenta los efectos de confinamiento, relación de vacíos y gradación del suelo, efectos que, de acuerdo a lo mostrado por autores en estudios posteriores y que son mencionados en el presente capítulo, son importantes para entender el comportamiento dinámico de los suelos gravosos.

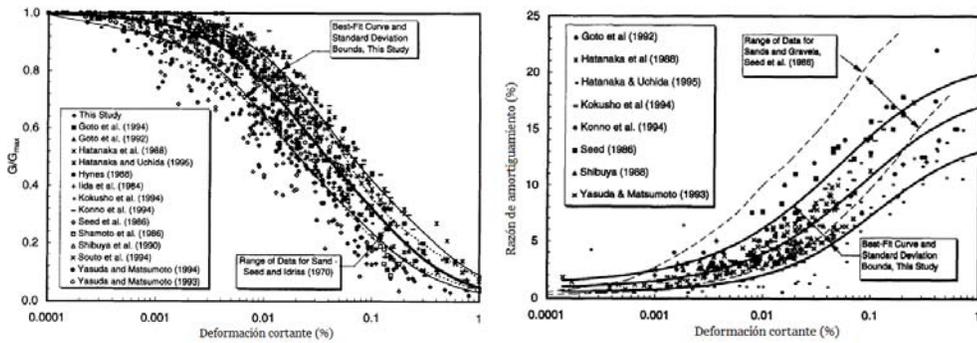
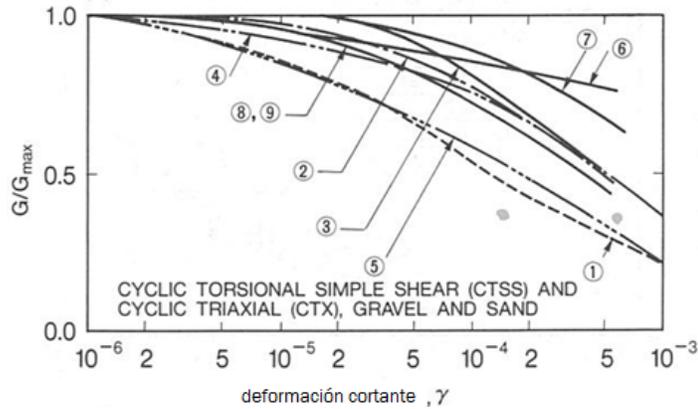


Figura N° 3.19. Curva  $G/G_{max}$  -  $\log \gamma$  y  $D$  -  $\log \gamma$  en suelos gravosos, Rollins *et al.* (1998)



No.	References	Diameter (cm)	Height (cm)	Material	$D_{max}$	Remarks
1	Seed <i>et al.</i> (1984)	30.5	73.7	Gravel	50.8	CTX
2	Matsumoto <i>et al.</i> (1985)	30	60	Rockfill	63.5	CTX
3	Shamoto <i>et al.</i> (1986)	30	60	Gravel	—	CTX
4	Hatanaka <i>et al.</i> (1988)	30	60	Gravel	90.0	CTX
5	Hynes <i>et al.</i> (1988)	38.1	97.8	Rockfill	76.2	CTX
6	Shibuya <i>et al.</i> (1990)	30	60	Gravel	6.65 ( $D_{50}$ )	CTX
7	This study	80 (outer), 40 (inner)	80	Sand	—	CTSS
8	This study	80 (outer), 40 (inner)	80	Rockfill	38.1	CTSS
9	This study	40	80	Rockfill	38.1	CTX

NOTE:  $D_{max}$  = maximum particle size;  $D_{50}$  = average particle size.

Figura N° 3.20. Curva  $G/G_{max}$  -  $\log \gamma$  en suelos gravosos, Yasuda y Matsumoto (1993)

Yasuda y Matsumoto (1993) también presentan resultados similares a los encontrados por Rollins *et al.* (1998), donde el comportamiento dinámico de suelos gravosos presentados en su investigación y el de investigadores japoneses son similares al de arenas, difiriendo a los presentados por Seed *et al.* (1984, 1986) y Hynes *et al.* (1988), Figura 3.20. Esta investigación a diferencia de las demás investigaciones fueron realizadas mediante ensayos CTS además de contar con un transductor de desplazamiento de óptima precisión, por lo que se considera de alta confiabilidad y validaría lo presentado por Rollins *et al.* (1998). Por lo tanto, esta investigación realizada por Yasuda y Matsumoto (1993) resalta la gran incertidumbre y variabilidad que presentaría el comportamiento dinámico de suelos gravosos, y que las diferencias observadas con lo realizado por Seed *et al.* (1984, 1986) se debería a la granulometría del material, y en especial a su coeficiente de uniformidad  $C_u$ , donde para el primero se utilizó un valor de 7 mientras que para el segundo se utilizaron materiales con  $C_u$  de 27 y 62, lo que sería la razón principal de las diferencias encontradas en ambos estudios, como se observó en la investigación llevada a cabo por Menq (2003).

### 3.3.6 Ecuaciones de predicción, Menq (2003)

Similar a la investigación realizada por Darendeli (2001), Menq (2003) desarrolla ecuaciones para la predicción del comportamiento dinámico en suelos arenosos y gravosos. Su investigación fue desarrollada igualmente en la universidad de Texas en Austin (UTA), siguiendo una metodología diferente basada en técnicas estadísticas de mejor ajuste (ajustes mínimos cuadrados) y siguiendo las formulaciones de Darendeli (2001) descritas anteriormente (ecuaciones 3.6 y 3.7). También, para el estudio del comportamiento dinámico en estos tipos de suelos, Menq desarrolló el equipo MMD (ver ítem 2.3.1.2).

Tres parámetros fueron investigados, los que corresponden a: (1) Tamaño de la partícula expresada como el tamaño de grano medio,  $D_{50}$ , (2) distribución del tamaño de la partícula expresado por el coeficiente de uniformidad,  $C_u$ , y (3) densidad seca, expresado en términos de la relación de vacíos,  $e$ . Un total de 58 muestras reconstituidas proveniente de 4 zonas fueron ensayadas para estudiar el efecto de  $C_u$ ,  $D_{50}$  y  $e$ . Un total de 28 curvas de gradación fueron estudiadas, mostradas en la Figura 3.21, 16 de las cuales fueron estudiadas a tres diferentes

valores de  $e$ . Los materiales ensayados corresponden a materiales provenientes de depósitos de ríos (con granulometrías presentadas en la Figura 3.20a hasta la 3.20f) y de materiales granulares usados como relleno estructural (con granulometrías presentadas en la Figura 3.21g y 3.21h).

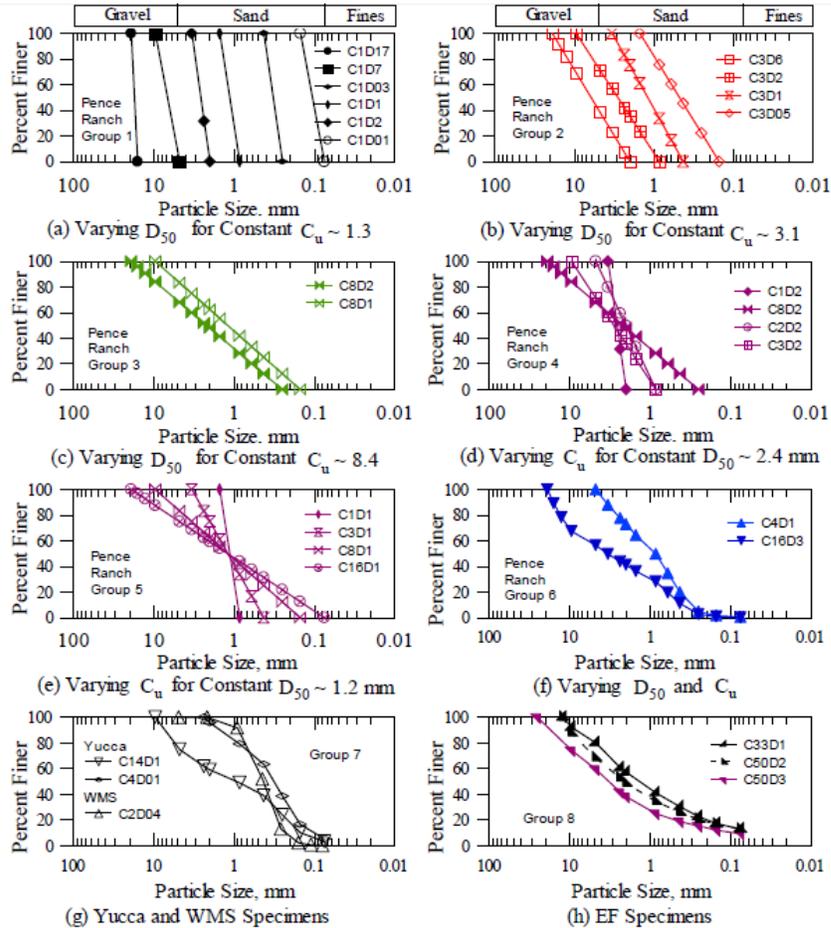


Figura N° 3.21. Curva de gradación de todos los materiales ensayados por Menq (2003), (a) hasta (f) corresponden a materiales provenientes de depósitos de río, (g) y (h) corresponden a materiales usados como relleno estructural

La clasificación de las muestras varía entre SP, SP-SM, SM, SW-SM y solo tres muestras presentaron clasificación GP, sin embargo, casi la mitad de las muestras contienen materiales gravosos (partículas retenidas por el tamiz N°4) en hasta 49%, por lo cual el 50% del total de las muestras representan materiales gravosos y el resto materiales arenosos.

Cada una de las curvas de gradación mostradas en la Figura 3.21 está nombrada por el valor de su coeficiente de uniformidad,  $C_u$ , y tamaño de grano medio  $D_{50}$ . Por ejemplo, el material C1D17 tiene  $C_u$  1,1 y  $D_{50}$  de 17,4 mm. De esta manera, se pueden observar grupos de gradación en los cuales se puede estudiar el efecto de variar  $D_{50}$ , mientras se mantiene aproximadamente constante  $C_u$  y en otros grupos se estudia el efecto de  $C_u$  mientras se mantiene constante  $D_{50}$ .

Posterior a la ejecución del programa de ensayos, Menq (2003) concluye que en el rango lineal existen efectos de  $D_{50}$ ,  $C_u$ , y  $\sigma'_0$ , y e en los valores de  $G_{max}$  y  $D_{min}$ . Las tendencias fueron que el valor de  $G_{max}$  se incrementa mientras se incrementa  $D_{50}$  y  $\sigma'_0$ , y decrece mientras incrementa  $C_u$  y e. El valor de  $D_{min}$  decrece con el incremento de  $D_{50}$  y  $\sigma'_0$ , pero incrementa con el incremento de  $C_u$ . Observando los efectos de estos tres parámetros y también los del esfuerzo de confinamiento,  $\sigma'_0$ , en escalas semilogarítmicas y logarítmicas, y con el uso regresión de mínimos cuadrados, Menq (2003) realiza formulaciones numéricas para obtener el valor de  $G_{max}$  y  $D_{min}$ , los cuales pueden ser estimados mediante las ecuaciones 3.8 y 3.9.

$$G_{max} = C_{G3} * C_u^{b1} * e^x * \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)^{n_G} \quad 3.8$$

Donde:  $C_{G3} = 67,1 \text{ MPa (1400 ksf)}$

$$b1 = -0,20$$

$$x = -1 - \left( \frac{D_{50}}{20} \right)^{0,75}, \text{ y}$$

$$n_G = 0,48 * C_u^{0,09}$$

$$D_{min} = 0,55 * C_u^{0,1} * D_{50}^{-0,3} * \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)^{-0,08} \quad 3.9$$

Comparaciones de los valores de  $G_{max}$  y  $D_{min}$  estimados con el uso de las formulaciones realizadas por Menq (2003) y mediciones de laboratorio fueron muy concordantes, como se presenta en la Figura 3.22, con menos variabilidad en  $G_{max}$  que en  $D_{min}$ , pero ambos con tendencias claras.

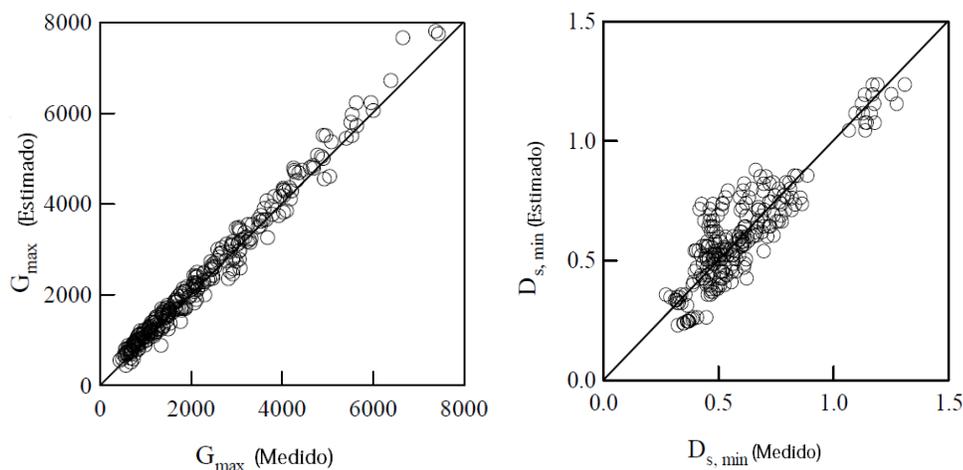


Figura N° 3.22. Comparación entre valores medidos de  $G_{max}$  y  $D_{min}$  y valores estimados con las ecuaciones 3.8 y 3.9.

Así también Menq (2003) desarrolla formulaciones numéricas para el comportamiento no lineal del suelo (curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ ) mediante el uso de las formulaciones de Darendeli (2001). Un resultado típico encontrado por Menq (2003) se muestra en la Figura 3.23, en donde se observa que ambas curvas se degradan rápidamente cuando  $C_u$  se incrementa (existe un comportamiento no lineal mayor o en otras palabras a cierta deformación cortante el valor de  $G/G_{max}$  decrece y  $D$  se incrementa mientras  $C_u$  se incrementa y la tendencia es mayor mientras incrementa la deformación cortante). En la Figura 3.23, se observan además las curvas empíricas promedios propuestos por Seed e Idriss (1970) para arenas y Seed *et al.* (1986) para gravas, en donde para la curva empírica de reducción del módulo de corte normalizado, los materiales más uniformes están ligeramente encima de las curva promedio de arenas mientras materiales bien gradados tales como los materiales gravosos se mueven hacia la curva promedio de gravas, la cual está significativamente por debajo de la curva promedio de las arenas. Para la curva empírica de razón de amortiguamiento recomendado por Seed *et al.* (1986) para arenas y gravas, se observa que los materiales más uniformes muestran más linealidad que la predicha por la curva empírica, mientras la curva empírica media coincide bastante bien con el comportamiento encontrado por los materiales gravosos bien gradados. Estas comparaciones fueron realizadas a un confinamiento 0,5 atm (50 kPa), el cual se estima que es el confinamiento promedio en el que se encuentra el límite medio de estas curvas empíricas.

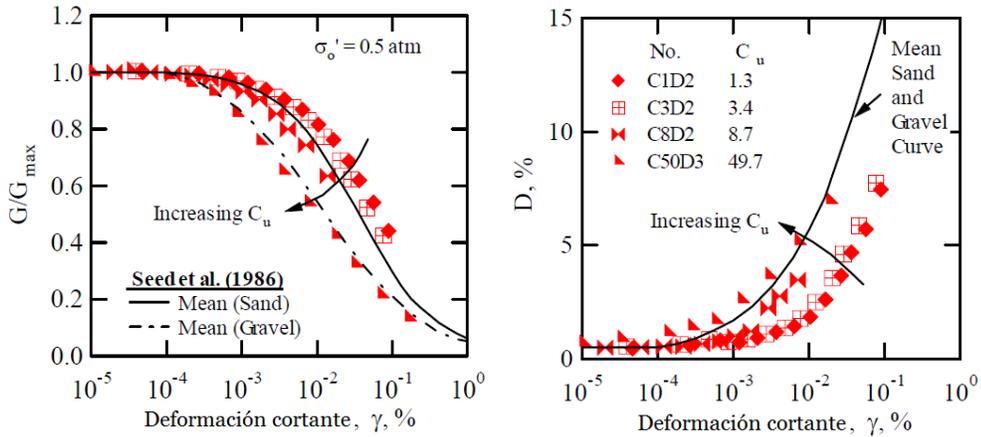


Figura N° 3.23. Efectos del  $C_u$  en laS curvas de  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  en muestras densas a muy densas, Menq (2003)

La influencia de  $D_{50}$ ,  $C_u$ , y  $\sigma'_0$ , y  $e$  en la curva de degradación del módulo de corte, usando ecuaciones hiperbólicas recomendadas por Darendeli (2001), fue estimada con base en los parámetros de la deformación de referencia, “ $\gamma_r$ ” (igual a la definida por Darendeli, 2001), y coeficiente de curvatura, “ $a$ ”, de dicha formulación. Para la deformación de referencia, “ $\gamma_r$ ”, el modelo numérico como resultado de regresión de mínimos cuadrados es:

$$\gamma_r = 0,12 * C_u^{-0,6} * \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)^{0,5 * C_u^{-0,15}} \quad 3.10$$

La linealidad de la curva  $G/G_{max} - \log \gamma$  se incrementa mientras se incrementa  $\gamma_r$ , y este último parámetro se incrementa mientras se incrementa la presión de confinamiento y se reduce  $C_u$ . Para el coeficiente de curvatura, “ $a$ ”, los factores  $C_u$ ,  $D_{50}$  y  $e$  no mostraban una clara tendencia, pero se observa que varía desde 0,7 a 1 con un promedio de 0,85 y una desviación estándar de 0,08. Hay que resaltar que en las curvas de Darendeli (2001) este valor de “ $a$ ” es tomado como una constante igual a 0,919. Sin embargo, para Menq (2003) el único factor que aparece afectar significativamente en valor de “ $a$ ” fue la presión de confinamiento. Como resultado el valor numérico de “ $a$ ” es:

$$a = 0,86 + 0,1 * \log \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right) \quad 3.11$$

Para la curva de razón de amortiguamiento, Menq (2003), usa el “comportamiento de Masing modificado” de Darendeli (2001), donde observa la relación de  $D - D_{min}$  vs  $G/G_{max}$  con las 59 muestras de su investigación. El amortiguamiento determinado por el “comportamiento de Masing” original y el modificado (Darendeli, 2001) y la desviación estándar sugerida por Darendeli (2001) son presentados en la Figura 3.24. Como se observa el “comportamiento de Masing modificado” de Darendeli (2001) muestran buenas concordancias con los valores medidos de  $(D - D_{min})$ .

Menq (2003) concluye que la curva  $D - D_{min}$  vs  $G/G_{max}$  de los 59 especímenes con diferentes valores de  $C_u$ ,  $D_{50}$  y  $e$  están cercanos unos a otros y que no tiene efectos significantes, al igual que la presión de confinamiento efectiva. Menq (2003) observa que la curva de  $D - D_{min}$  vs  $G/G_{max}$  en una muestra de suelo sigue el mismo comportamiento observado en la curva  $G/G_{max} - \log \gamma$  y que esto indicaría que los factores que afectan  $G/G_{max} - \log \gamma$  tienen un efecto similar en  $D - D_{min} - \log \gamma$ , y entonces al asumir el comportamiento de Masing modificado de Darendeli (2001), se estaría de cierta manera asumiendo los efectos de  $C_u$  y  $\sigma'_0$ , parámetros que afectan la curva  $G/G_{max} - \log \gamma$ . Esto se puede visualizar en la Figura 3.23, mediante el similar efecto  $C_u$  en ambas curvas.

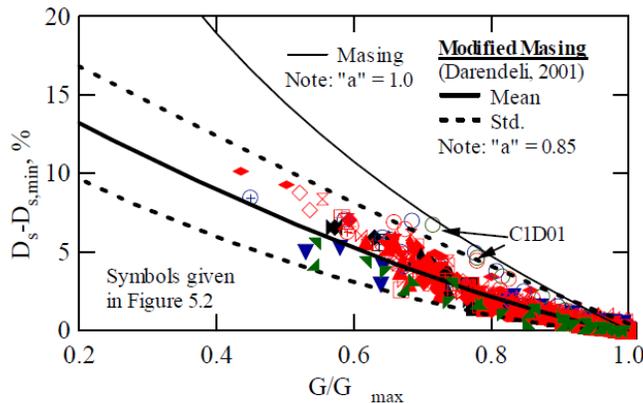


Figura N° 3.24. Variación de  $D - D_{min}$  vs  $G/G_{max}$  en todas las muestras ensayadas en Menq (2003)

La relación estrecha entre la data medida por Menq (2003) y el “comportamiento de Masing” sugiere que el “comportamiento de Masing modificado” recomendado por Darendeli (2001) es un modelo apropiado para correlacionar la razón de

amortiguamiento y el módulo de corte normalizado también en materiales granulares.

La investigación realizada por Menq (2003) permite también dar un diagnóstico adicional a los estudios Seed *et al.* (1986), Rollins *et al.* (1998) y Yasuda y Matsumoto (1993) y de otros investigadores japoneses dando a notar la amplia variabilidad que presenta el comportamiento dinámico de suelos gravosos y que principalmente se debe a la granulometría del material. Estas investigaciones fortalecen además la necesidad de realizar ensayos dinámicos y cíclicos en suelos gravosos para tener menor incertidumbre en los resultados de su comportamiento dinámico y por ende en su respuesta de sitio, como en el caso mostrado en la Figura 3.7.

De lo resumido en la revisión de literatura acerca del comportamiento dinámico en suelos finos, medios y granulares, se concluye que el uso de los modelos de Darendeli (2001) y Menq (2003), cuya base de datos corresponde a resultados de ensayos de laboratorio (Figura 3.25), son capaces de estimar las curvas dinámicas del suelo,  $G/G_{max}$  y  $D$ , muy similares a los que se pueden obtener en laboratorio para una muestra con ciertas características físicas y bajo cierto estado de esfuerzos. Más de 110 muestras intactas de suelos y 59 muestras gravosas/arenosas reconstituidas son la fuente de un modelo hiperbólico modificado que puede ser capaz de modelar el comportamiento dinámico de diferentes tipos de suelos que pueden variar desde una grava bien gradada (GW) a una arcilla de alta plasticidad (CH).

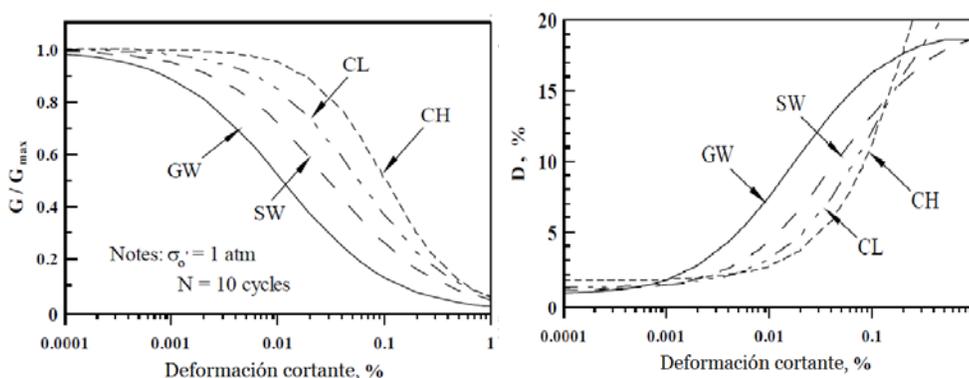


Figura N° 3.25. Comparación de la respuesta no lineal de diferentes tipos de suelos, en términos de las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ , K.H. Stokoe *et al.* (2004)

### 3.4 MODELOS NO LINEALES EN LA LITERATURA

Un modelo NL es un modelo constitutivo que representa las propiedades dinámicas del suelo a través de curvas esfuerzo-deformación ( $\tau$  vs.  $\gamma$ ). La curva *backbone* (o curva principal) del modelo captura el comportamiento observado en la degradación del módulo de corte mientras que los criterios de Masing lo captura en la razón de amortiguamiento, uniendo ambas curvas en un solo modelo matemático.

Se puede pensar que el modelo NL es igual al modelo LEQ, sin embargo, en el modelo LEQ solo se tiene en cuenta las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ , y que solo representa propiedades del suelo a pequeñas e intermedias deformaciones, consideradas como deformaciones importantes en el análisis. En el modelo NL estas curvas son usadas para la creación de la curva esfuerzo-deformación y asimismo para obtener el comportamiento cíclico del suelo, donde grandes deformaciones son usadas en el modelo. En este rango de grandes deformaciones, las curvas dinámicas son modificadas para capturar la resistencia cortante dinámica del suelo, la cual es considerada importante cuando los análisis de respuesta de sitio envuelven grandes niveles de deformación y entonces curvas apropiadas de  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  no son las únicas variables del problema, ya que el suelo podría alcanzar resistencia en falla  $\tau_{max}$ . Tal diferencia se observa en la Figura 3.26, en donde se muestra una curva de  $G/G_{max} - \log \gamma$  (color negro), creada usando las formulaciones de Darendeli (2001) para un estrato de suelo y que expresada en términos de esfuerzo cortante la curva  $G/G_{max} - \log \gamma$  presenta una resistencia cortante implícita de 125 kPa, sin embargo, de acuerdo al estado de esfuerzos y envolvente de falla de este estrato se esperaría una resistencia de  $\tau = \sigma'_v \tan \phi = 200$  kPa a grandes deformaciones, por lo que la curva creada subestima la resistencia cortante real del suelo, por lo tanto se necesitaría de una curva (color azul) que modifique la curva creada (color negro) y que capture tanto las curvas de  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  y la resistencia en falla  $\tau_{max}$ .

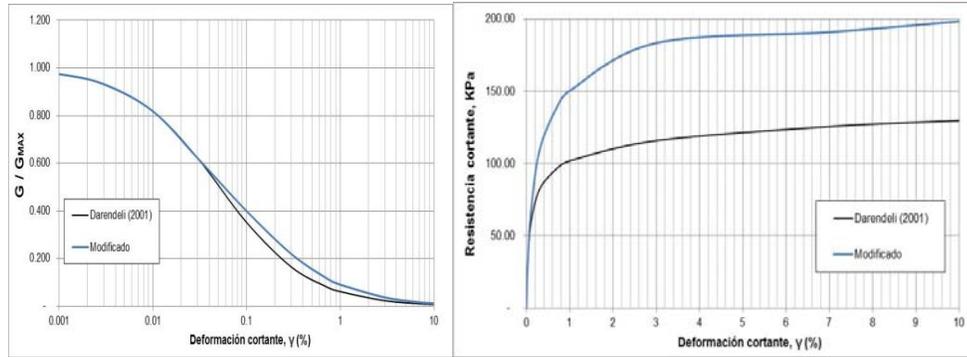


Figura N° 3.26. Curva de módulo de reducción y curva de resistencia cortante

Para salvar estos problemas se han propuesto diferentes procedimientos para tomar en cuenta el comportamiento dinámico del suelo en el rango que va desde pequeñas hasta grandes deformaciones. Se podría indicar que el modelo NL es adecuado en este tipo de problemas, en el cual el suelo llega a grandes deformaciones, siendo por tanto mejor que el modelo LEQ que solo está considerado para rangos de pequeñas e intermedias deformaciones.

El modelo NL presenta ciertas desventajas que pueden ser observadas en análisis bidimensionales, en el cual ciertos modelos son capaces de ajustar correctamente ambas curvas de  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ , otros solo una de ellas o incluso ninguna, lo cual depende de la precisión del modelo y la cantidad de variables que se tienen en cuenta para ajustar estas curvas. En la actualidad, avances en el análisis de respuesta sísmica 1D han permitido resolver estos tipos de problemas, sin embargo, todavía existen diferentes modelos matemáticos hiperbólicos usados en diferentes programas computacionales de respuesta sísmica 1D como análisis dinámico 2D. Para el caso del modelo 1D, la mayoría han sido basados en el modelo hiperbólico de Kondner y Zelasko (1963), que se explicará a continuación.

### 3.4.1 Modelo hiperbólico de Kondner y Zelasko (1963)

En los análisis de respuesta sísmica 1D y para diferentes modelamientos numéricos 2D, ha sido una costumbre expresar la curva esfuerzo-deformación del suelo a través de una forma analítica mediante el uso de modelos hiperbólicos y sus modificaciones. La razón radica debido a que en este modelo se le da un sentido físico en cuanto a los parámetros necesarios para poder describir el

comportamiento del suelo. Por ejemplo, un modelo hiperbólico básico definido y explicado en el capítulo II, puede ser descrito de la siguiente forma:

$$\tau = \frac{\gamma}{b + a \cdot \gamma} \quad 3.12$$

Posteriormente, con base en el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo se pueden dar condiciones en el modelo, en el cual se podría definir el valor de  $G_{max}$  derivando la ecuación 3.12 para el valor de  $\gamma$  igual a cero, posteriormente llevar al límite de deformación máxima la ecuación 3.12, donde el valor de resistencia cortante asumiría el valor de  $\tau_{max}$ . Como resultado se obtendría la siguiente expresión, similar a la presentada por Hardin y Drnevich (1972b):

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \left(\frac{1}{\tau_{max}}\right) \cdot \gamma} \quad 3.13$$

O también expresada en la ecuación 2.3 como:

$$\tau = \frac{G_{max} \cdot \gamma}{1 + \left(\frac{G_{max}}{\tau_{max}}\right) \cdot \gamma} \quad 3.14$$

El modelo de Kondner y Zelasko (1963), definido en literatura como el modelo KZ, está definido por esta última ecuación y que fue descrita en el capítulo II, además de ser usada en conjunto con las reglas de Masing para describir el lazo de histéresis a un nivel de deformación deseada. Las dos primeras reglas de Masing ayudan a describir estos lazos con una expresión analítica y bajo una carga cíclica simétrica. Posteriormente la tercera y cuarta reglas son usadas para poder representar el comportamiento del suelo bajo condiciones de carga cíclica irregular (Matasovic, 1993), las cuales son expresadas como un conjunto de instrucciones en el programa (Figura 2.5). Los criterios definidos por este modelo KZ junto con las reglas extendidas de Masing fueron codificados en el programa DESRA-2 (Lee and Finn, 1978).

Estudios como las de Ishihara *et al.* (1985) y Matasovic (1993) han concluido que el modelo KZ es a menudo incapaz de describir el comportamiento esfuerzo-

deformación con el grado de exactitud deseado, llevando a la necesidad de incrementar el número de parámetros en el modelo hiperbólico.

### 3.4.2 Modelo hiperbólico de Matasovic (1993)

Matasovic (1993) en su investigación explica la necesidad de introducir dos parámetros más al modelo KZ, con el cual la curva esfuerzo-deformación “objetivo” puede ser descrito con suficiente precisión. Con la adición de estos dos parámetros, llamados  $\beta$  y  $s$ , el modelo mejorado asume la siguiente forma:

$$\tau = \frac{G_{max} \cdot \gamma}{1 + \beta \left( \frac{G_{max}}{\tau_{max}} \cdot \gamma \right)^s} \quad 3.15$$

Este modelo modificado de Kondner y Zelasko es conocido como modelo MKZ, donde los coeficientes de  $\beta$  y  $s$  ajustan la posición de la curva a lo largo de la ordenada y controlan la curvatura.

Un ejemplo de este modelo fue demostrado por Matasovic (1993) para un ensayo de corte cíclico realizado a una muestra de suelo (definida como SMB), la cual se ilustra en la Figura 3.27 en función de esfuerzo-deformación para observar las diferencias de los modelos a grandes deformaciones. Se evidencia que existe un mejor ajuste de los resultados de laboratorio con el modelo MKZ con valores apropiados de  $\beta$  y  $s$  para dar similitud en la forma de la curva inicial esfuerzo-deformación junto con los valores de  $G_{max}$ ,  $\tau_{max}$  de esta muestra, a comparación del modelo KZ, la cual se ilustra también en la Figura 3.27 y la cual incluso se observa que para diferentes valores de  $\tau_{max}$  no se obtiene el ajuste deseado.

La precisión del modelo MKZ también puede ser observado en función de la curva  $G/G_{max} - \log \gamma$ , las cuales se obtienen de las curvas esfuerzo-deformación. El resultado se muestra en la Figura 3.28 en donde se puede observar los errores en el rango de baja e intermedia deformación.

La formulación hiperbólica KZ original corresponde a los valores de  $\beta = s = 1$ , mientras que con una combinación apropiada de  $\beta$  y  $s$  prácticamente cualquier curva puede ser obtenida del modelo MKZ. La selección de valores adecuados de

$\beta$  y  $s$  se puede conseguir fácilmente mediante el ajuste de los datos medidos gráficamente, es decir comparando la curva objetivo con la curva obtenida a una combinación de  $\beta$  y  $s$ .

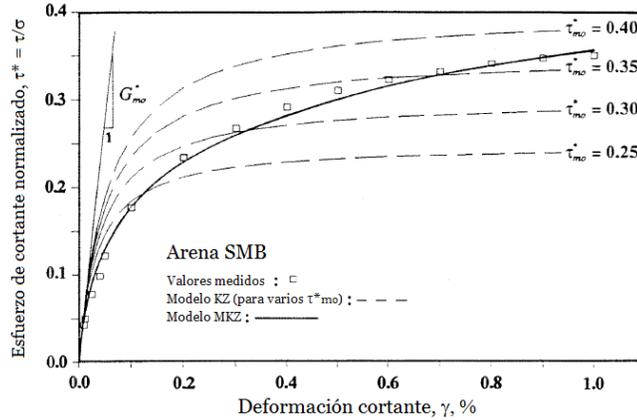


Figura N° 3.27. Comparación de los modelos KZ y MKZ en la curva esfuerzo-deformación, Matasovic (1993)

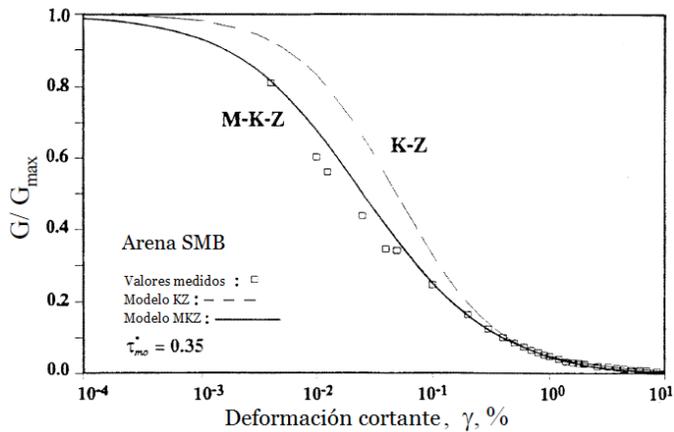


Figura N° 3.28. Comparación de los modelos KZ y MKZ en la curva de reducción del módulo normalizado  $G/G_{max} - \log \gamma$  - Muestra SMB Sand, Matasovic (1993)

Si la curva esfuerzo-deformación del modelo KZ y MKZ calculada en la Figura 3.27 es extendida en el dominio negativo, la correspondiente curva *backbone* será obtenida. Si a su vez esta curva es usada en conjunto con el criterio de Masing, el lazo de histéresis puede ser construido para una cierta deformación y posteriormente calcular el amortiguamiento del suelo. Estos resultados son mostrados en la Figura 3.29.

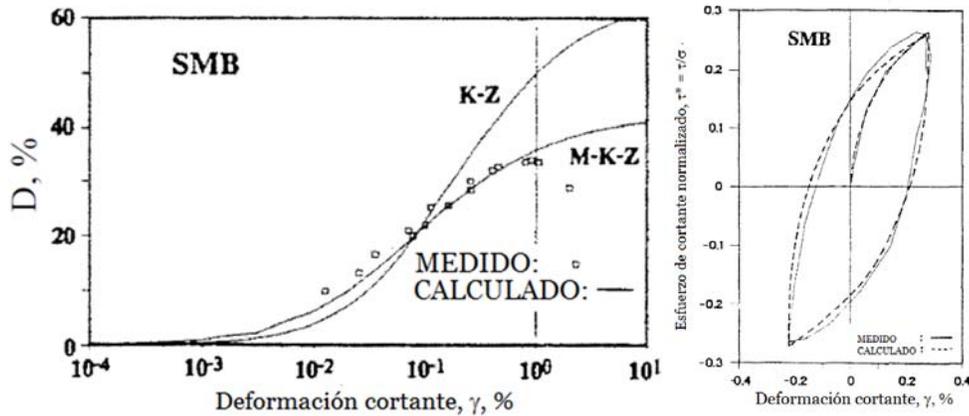


Figura N° 3.29. Comparación de los modelos KZ y MKZ en la curva de incremento de razón de amortiguamiento  $D - \log \gamma$  (Izquierda) - Lazo de histéresis calculado y medido a 0.25% de deformación (Derecha) - arena SMB, Matasovic (1993)

Como se observa, el cambio ocurrido con el modelo MKZ en la curva esfuerzo-deformación y módulo de reducción normalizado, involucra también cambios en la curva de amortiguamiento del suelo, notándose mejores resultados de ajuste a los valores de laboratorio y asimismo del lazo de histéresis en el modelo MKZ en comparación al modelo KZ. Sin embargo, hay que notar que no hubo ningún parámetro adicional que involucre el uso de los valores de la curva amortiguamiento objetivo o de laboratorio y por lo tanto, no siempre se esperará buenos resultados para esta curva. Tal es el caso de otra muestra de suelo (arena CF) ensayada por Matasovic (1993) y presentada en la Figura 3.30, donde existe una sobrestimación del amortiguamiento a grandes deformaciones para ambos modelos. Por lo tanto, el criterio de Masing no es del todo concordante al comportamiento del suelo, anteriormente mencionado en el ítem 3.3.2 por Darendeli (2001).

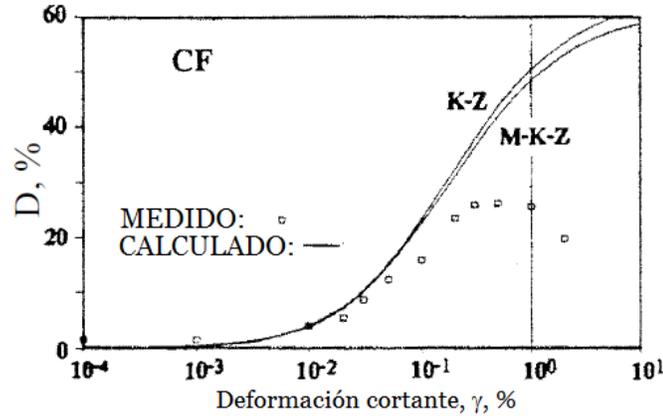


Figura N° 3.30. Comparación de los modelos KZ y MKZ en la curva de incremento de amortiguamiento  $D - \log \gamma$  - arena CF, Matasovic (1993)

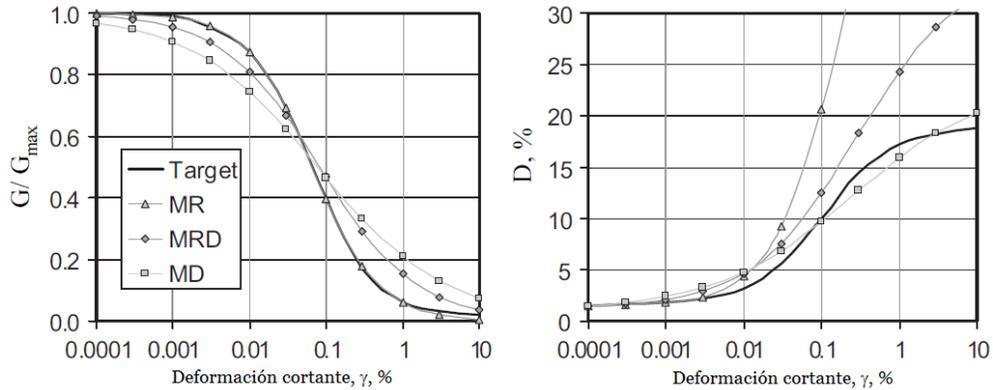


Figura N° 3.31. Comparación de los modelos Hiperbólicos MR, MRD y MD en las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ , Phillips y Hashash (2009)

En base a lo comentado, no se espera que ambas curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  sean ajustadas por el modelo MKZ, ciertos valores de  $\beta$  y  $s$  pueden ajustar adecuadamente la curva  $G/G_{max} - \log \gamma$  sin ajustar la curva  $D - \log \gamma$ , sin embargo, otros valores de  $\beta$  y  $s$  pueden realizar el procedimiento inverso. En base a esto se han denominado modelos MR a aquellos que ajustan solo la curva  $G/G_{max} - \log \gamma$ , modelos MD a los que ajustan solo la curva  $D - \log \gamma$  y modelos MRD a aquellos que tratan de estimar valores de  $\beta$  y  $s$  para ajustar lo más cercano a ambas curvas. Estos criterios de ajuste no lineal han sido introducidos en programas de cómputo de respuesta sísmica, y se toma en cuenta un peso de importancia de la curva y porcentaje de errores (Stewart *et al.*, 2008), Figura 3.31. La metodología MKZ fue implementada por primera vez en el programa DMOD (Matasovic, 1993), el cual fue verificado en diferentes casos de estudios.

### 3.4.3 Modelo hiperbólico de Hashash (2001 - 2015)

Como fue observado en los modelos de Darendeli (2001) y Menq (2003), el factor principal que toma en cuenta la presión de confinamiento es la deformación de referencia,  $\gamma_r$ , la cual es considerada una constante en el modelo de Matasovic (1993). Hashash (2001) extendió el modelo de Matasovic (1993) para tomar en cuenta la influencia de la presión de confinamiento en las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  en función de los parámetros de  $\gamma_r$  y  $D_{min}$  usando las siguientes expresiones:

$$\gamma_r = a \left( \frac{\sigma'}{\sigma_{ref}} \right)^b \quad 3.16$$

$$D_{min} = \frac{c}{(\sigma')^d} \quad 3.17$$

El nuevo modelo NL fue calibrado en base a ensayos RC desarrollado por Laird y Stokoe (1993), cuyos resultados son mostrados en la Figura 3.32. En la Figura 3.32a, se muestra que usando la expresión de  $\gamma_r$  propuesta en la ecuación 3.16, el modelo NL puede capturar la variación de la reducción del módulo de corte normalizado medido en ensayos de laboratorio. Mientras que en la Figura 3.32b, muestra que usando la expresión de  $D_{min}$  propuesta en la ecuación 3.17, el modelo captura la variación del amortiguamiento a bajas deformaciones mostrado en el recuadro pequeño, en el cual  $D_{min}$  disminuye a mayor confinamiento.

Sobre el criterio de Masing en el amortiguamiento (para grandes deformaciones) y basado en Darendeli (2001), Phillips y Hashash (2009) modifican la formulación hiperbólica mediante la introducción de una nueva expresión de factor de reducción de amortiguamiento  $F(\gamma_m)$  modificando las reglas de descarga-recarga de Masing y para obtener mejores ajustes con la curva de razón de amortiguamiento. La ecuación 3.18 presenta la forma funcional seleccionada para el factor de reducción de amortiguamiento  $F(\gamma_m)$ :

$$F(\gamma_m) = p_1 - p_2 \left( 1 - \frac{G_{\gamma_m}}{G_0} \right)^{p_3} \quad 3.18$$

En el cual  $p_1$ ,  $p_2$  y  $p_3$  son parámetros adimensionales seleccionados para obtener el mejor ajuste posible con la curva de amortiguamiento objetivo.

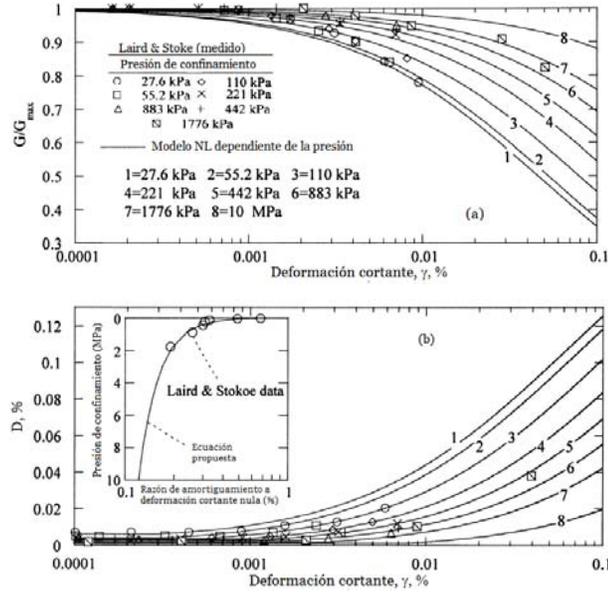


Figura N° 3.32. Influencia de la presión de confinamiento en la curva de (a) degradación de módulo normalizado y (b) amortiguamiento en el modelo extendido MKZ, Hashash (2001)

La forma funcional propuesta fue comprobada por Phillips y Hashash (2009) con resultados de ensayos de 50 muestras diferentes de la literatura, y es capaz de proporcionar resultados exactos para la curva de razón de amortiguamiento y también para la curva de módulo de reducción normalizado simultáneamente, definiéndose en la literatura a este modelo como MRDF (por sus siglas en inglés como *modulus reduction and damping with reduction factor*). Cabe indicar que este factor de reducción modifica la formulación analítica de carga y recarga la cual es obtenida mediante los criterios de Masing, sin embargo, esta modificación preserva la forma de la ecuación original. La Figura 3.33 compara los modelos de ajuste MR, MRD y MRDF para una curva objetivo (*target*). La metodología MRDF esta implementada en el programa DEEPSOIL (Hashash *et al.*, 2016).

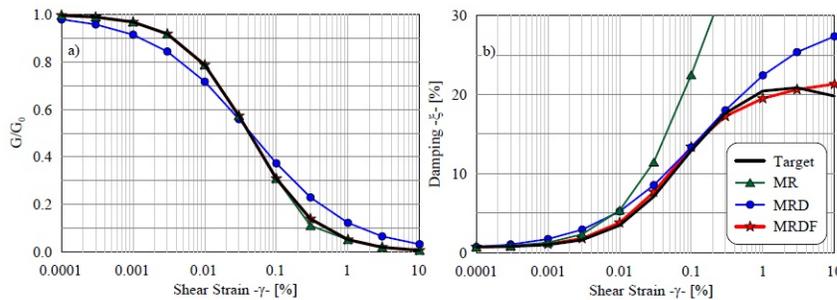


Figura N° 3.33. Comparación de los Modelos Hiperbólicos MR, MRD y MRDF en las curvas dinámicas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ , Hashash *et al.* (2010)

### 3.4.4 Groholski *et al.* (2016)

Los modelos anteriormente mencionados tratan de ajustar ambas curvas dinámicas de módulo de corte normalizado y de razón de amortiguamiento a pequeñas e intermedias deformaciones (hasta 0,1 o 1%) siendo este considerado como el rango de interés en respuesta sísmica. Sin embargo, en zonas altamente sísmicas los análisis de respuesta 1D involucran altos niveles de deformación, comprometiendo así el comportamiento del suelo a grandes deformaciones. Por lo tanto, es necesario e importante definir los esfuerzos cortantes máximos que experimentará el suelo, de lo contrario se obtendrían resultados no realistas de deformaciones cortantes, así como de aceleraciones espectrales. El caso se muestra en la Figura 3.26, en donde el ajuste realizado en la curva de módulo de corte normalizado ya sea por el modelo MRDF u otro, no necesariamente involucra el ajuste en la resistencia cortante máxima.

Existen dos metodologías para resolver este problema, el primero realizado por Hashash *et al.* (2010) en la cual se recomienda modificar manualmente el rango a grandes deformaciones de la curva de reducción de módulo de corte normalizado para obtener la resistencia cortante deseada y volver a ajustar usando el modelo hiperbólico, siendo este un caso muy engorroso y de mucho consumo de tiempo, donde es necesario ajustar una gran cantidad de estratos antes de realizar el análisis de respuesta sísmica 1D NL. Así también en el proceso de ajuste, existen casos en donde se altera el comportamiento del suelo a deformaciones intermedias.

El segundo y más reciente método es el presentado por Groholski *et al.* (2016), en la cual se crea el modelo constitutivo general Hiperbólico-Cuadrático, denominado como GQ/H model (*general quadratic/hyperbolic constitutive model*). El modelo GQ/H viene representado por la siguiente expresión:

$$\theta\tau^2 - \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_r}\right)\tau + G_{max}\gamma = 0 \quad 3.19$$

Para el caso de  $\theta$  igual a 0, este modelo será similar a los modelos hiperbólicos anteriormente explicados, de manera que todos los modelos anteriormente descritos vienen a ser casos particulares o específicos del modelo GQ/H. Sin

embargo,  $\theta$  define la relación entre  $\gamma/\gamma_r$ ,  $\gamma$  y  $G$  (y por lo tanto de  $\tau$ ), siendo un parámetro tratado como una función de ajuste de curva, similar a los parámetros  $\beta$  y  $s$  del modelo MKZ. Asimismo,  $\theta$  puede ser expresado en forma normalizada ( $\theta_\tau$ ) mediante la ecuación 3.20. Reemplazando y reordenando la ecuación 3.19 se obtendría la ecuación 3.21.

$$\theta_\tau = \theta * \tau_{max} \quad 3.20$$

$$\theta_\tau = \frac{\left(\frac{G}{G_{max}}\right) + \left(\frac{G}{G_{max}}\right) \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right) - 1}{\left(\frac{G}{G_{max}}\right)^2 \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)} \quad 3.21$$

En base a una gran data de laboratorio de curvas de reducción de módulo de corte normalizado, Groholski *et al.* (2016) propone una relación hiperbólica para  $\theta_\tau$ :

$$\theta_\tau = \theta_1 + \theta_2 \frac{\theta_4}{\theta_3 \theta_5 + \theta_4 \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{\theta_5}} \leq 1 \quad 3.22$$

Siendo  $\theta_1$ ,  $\theta_2$ ,  $\theta_3$ ,  $\theta_4$  y  $\theta_5$  parámetros de ajuste definidos para proveer el mejor ajuste de la curva de módulo de corte normalizado sobre un rango de deformación definido, similar a los parámetros  $\beta$  y  $s$  del modelo MKZ. Esta expresión viene gobernada por las siguientes dos restricciones: (1)  $\theta_\tau \leq 1$  para asegurar que  $\tau \leq \tau_{max}$  para todo el rango de deformación y (2)  $\theta_\tau$  como una función de  $\gamma$ , está bajo la condición de ser un valor constante mientras la deformación cortante se acerca al infinito (es decir,  $\partial\theta/\partial\gamma \rightarrow 0$  mientras  $\gamma \rightarrow \infty$ ). Ambas restricciones permiten obtener la resistencia cortante máxima a grandes deformaciones,  $\tau_{max}$ .

La funcionalidad de este método se muestra en la siguiente figura de ejemplo 3.34 indicada por Groholski *et al.* (2016), para una curva definida con el modelo de Darendeli (2001) para un esfuerzo de confinamiento de 521 kPa y con una resistencia cortante del suelo de 300 kPa. Primero se calcula  $\theta_\tau$  mediante la ecuación 3.21 y posteriormente es ajustada mediante la expresión 3.22 para el rango de deformación pequeño a intermedio, considerando que  $\theta_\tau$  sea menor a 1 a grandes deformaciones. Tanto Hashash *et al.* (2010) como Groholski *et al.* (2016) recomiendan que la modificación a grandes deformaciones sea realizada a partir de una deformación de 0,1%.

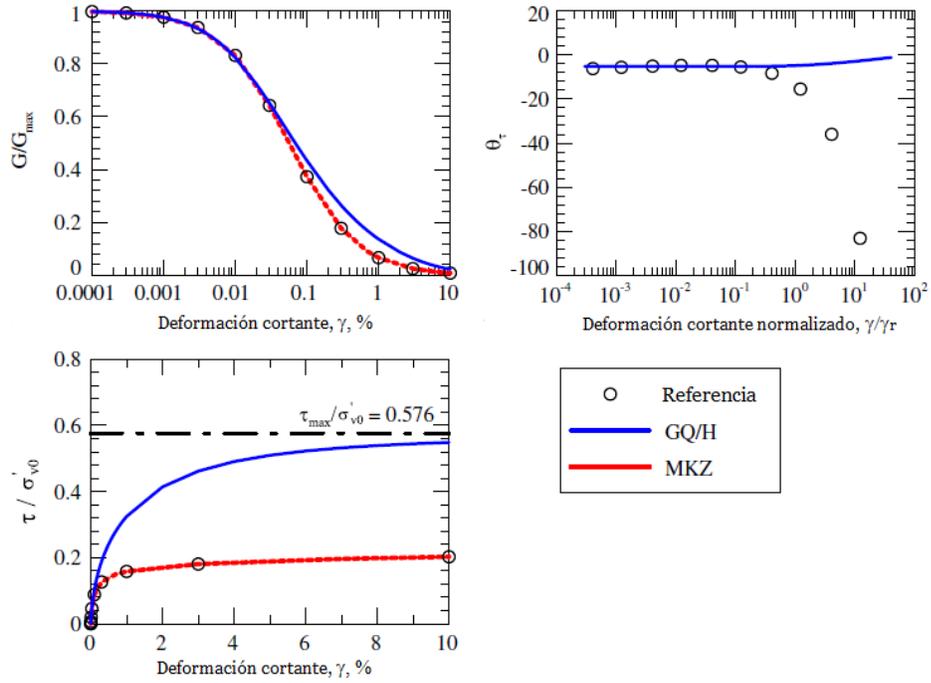


Figura N° 3.34. Comparación del modelo MKZ y el modelo GQ/H usando una curva de referencia de Darendeli (2001), para un esfuerzo de confinamiento de 521 kPa y con una resistencia cortante del suelo de 300 kPa ( $\tau_{\max} / \sigma_o = 0,576$ ), Groholski *et al.* (2016)

Este modelo ha sido implementado considerando el comportamiento modificado de Masing, Phillips y Hashash (2009), denominado como el enfoque MRDF explicado en 3.4.3, la cual se ilustra en la Figura 3.35 comparando el modelo GQ/H utilizando solo las reglas de Masing (Masing, 1926) y la otra considerando el modelo de Masing modificado con el enfoque MRDF (Hashash, 2009). El enfoque MRDF ajusta adecuadamente a la curva de amortiguamiento definido o de referencia, comentado en 3.4.3.

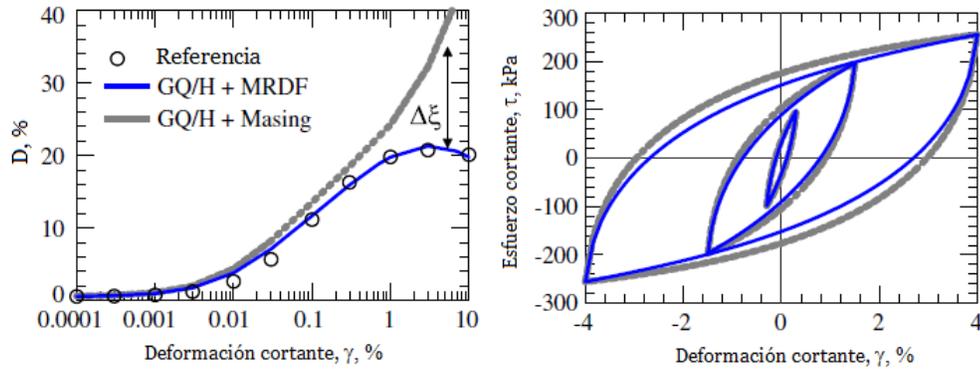


Figura N° 3.35. Comparación del modelo GQ/H + Masing y GQ/H + MRDF en la D - Log  $\gamma$  usando una curva de referencia de Darendeli (2001), para un esfuerzo de confinamiento de 521 kPa y con una resistencia cortante del suelo de 300 kPa ( $\tau_{max}/\sigma_o = 0,576$ ), Groholski *et al.* (2016).

La revisión de los modelos NL ha permitido observar que a lo largo de los años estos modelos han presentado deficiencias para caracterizar de manera adecuada el comportamiento no lineal del suelo. Siendo el modelo Groholski *et al.* (2016) un modelo muy actual para la realización de los análisis de respuesta de sitio 1D, se puede concluir que este modelo es capaz de dar resultados confiables en el análisis ya que caracteriza el comportamiento no lineal del suelo para todo el rango de deformación. El modelo de Groholski *et al.* (2016) ha sido también implementado en el programa Deepsoil, el uso del modelo en el programa y sus ventajas serán parte de esta investigación.

## CAPÍTULO IV: ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE MATERIALES GRANULARES OBTENIDOS POR VOLADURA Y CHANCADO

Las curvas empíricas para la estimación de las propiedades dinámicas mencionadas líneas arriba pueden ser seleccionadas dependiendo del tipo de material de suelo, sus características físicas, características granulométricas y estado de esfuerzos, con el fin de considerarse el comportamiento dinámico igual al de otro tipo de material de similares características en estudio, para posteriormente ser usado en un análisis sísmico, como son los casos de las estructuras de tierra. Se pueden mencionar diferentes tipos de estructuras conformadas por materiales granulares, como depósitos de desmonte de mina, pilas de lixiviación, diques de relleno estructural en presas de relaves y presas de almacenamiento de agua, diques de contención, entre otras, todas relacionadas mayormente a la industria minera en el Perú.

Los suelos ensayados por diversos autores, en su mayoría, corresponden a materiales naturales, sin embargo, para la construcción de estas estructuras de tierra se requiere de grandes procesos de movimientos de tierras. Por lo tanto, para obtenerlos generalmente se llevan a cabo procesos de explotación por voladura y chancado considerándose las propiedades dinámicas de estos materiales obtenidos, similares a los reportados en la literatura existente. Sin embargo, para evaluar el comportamiento de estos materiales bajo procesos antrópicos se conoce poco de sus propiedades dinámicas y es que en la literatura no se ha reportado diferencias entre materiales naturales. Como fue mencionado en Seed *et al.* (1986), los materiales granulares ensayados en su investigación corresponden a materiales naturales, materiales explotados por voladura y materiales explotados por voladura y chancado, mostrándose tendencias similares en sus propiedades dinámicas. Para el caso de Menq (2003), los materiales corresponden a materiales naturales y materiales usados como relleno estructural (no se indica su origen), los resultados mostraron que los materiales con mayor Cu presentaban mayor degradación en sus propiedades dinámicas. Se concluye que observaciones desde el punto de vista del origen del material granular es limitada y así también de sus efectos en un análisis de respuesta de sitio.

El Perú se encuentra ubicado en una zona altamente sísmica, por lo que está sujeto a una alta probabilidad de ocurrencia de grandes eventos sísmicos que podrían ocasionar grandes deformaciones o desplazamientos en estructuras de tierra, en especial las que pertenecen a una operación minera debido a su gran altura y grandes volúmenes que almacenan, pudiendo ocasionar grandes daños, además de pérdidas humanas y económicas en el entorno. Por lo tanto, se concluye que estimar de manera apropiada las propiedades dinámicas de los materiales que la conforman es primordial para reducir la incertidumbre en el adecuado diseño de estas estructuras bajo condiciones sísmicas.

El propósito de este capítulo es estudiar el comportamiento dinámico de materiales granulares obtenidos mediante explotación por voladura y chancado. Las propiedades geotécnicas de estos materiales serán revisadas, sobre todo sus propiedades dinámicas obtenidas mediante ensayos dinámicos y ensayos cíclicos realizados en estas muestras. Los resultados de los ensayos serán revisados con base en lo descrito en el capítulo 2. Se podrán interpretar los resultados obtenidos de acuerdo al tipo de ensayo ejecutado y combinación de los resultados de los ensayos realizados, de esa manera se podrá obtener el comportamiento dinámico real de estos materiales para un rango de deformación considerable. También, como resultado se podrá comparar las curvas dinámicas obtenidas de los ensayos de laboratorio realizados con aquellas curvas de la literatura descritas anteriormente en el capítulo 3, con el fin de comparar su comportamiento dinámico con base en la literatura existente, permitiendo así un uso adecuado de las curvas de la literatura contrastada con data real referente a materiales granulares. Las comparaciones que se realicen servirán de base para otros estudios referentes al tema.

#### 4.1 MATERIALES GRANULARES ESTUDIADOS

Los materiales granulares fueron obtenidos de dos diferentes zonas en estudio, perteneciente a una estructura de tierra similar en el que sus materiales granulares provienen de la explotación de minerales ricos en metales en tajos abiertos, con las siguientes características:

- El primer material granular, definido aquí como material tipo “A”, corresponde a un material explotado por voladura definido como mineral ROM (por sus siglas iniciales en inglés referido como *run of mine*), que corresponde al mineral en su estado no procesado tal como se obtiene cuando se explota de tajo abierto u *open pit*.
- El segundo material granular, definido como material tipo “B”, corresponde a un material chancado, el cual implica un proceso de trituración del mineral ROM. El proceso de chancar o no el material se debe principalmente a la comparación económica que usualmente se realiza entre la recuperación obtenida y el tamaño final del material chancado.

## 4.2 INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS

Para la estructura de tierra conformada por materiales obtenidos por voladura y chancado se ejecutaron programas de investigaciones geotécnicas de campo para caracterizar los materiales mediante los siguientes ensayos de campo: puntos de muestreo, ensayos de densidad de campo y determinación *in situ* de la distribución granulométrica global. En la Tabla 4.1 se resume la cantidad de ensayos ejecutados para el desarrollo de la investigación. Los resultados de estas investigaciones y ensayos se presentan en las Tablas 4.2, 4.3 y 4.4.

Tabla 4.1. Resumen de ensayos de campo

Material	Ensayo	ASTM / Guía	cantidad
Material granular obtenido por voladura / Material tipo “A”	Punto de muestreo	-	2
	Densidad de campo por el método de reemplazo con agua	D5030	2
	Granulometría global	-	2
Material granular obtenido por chancado / Material tipo “B”	Punto de muestreo	-	3
	Densidad de campo por el método de reemplazo con agua	D5030	3
	Granulometría global	-	2

Tabla 4.2. Resumen de puntos de muestreo

Punto de muestreo	Material muestreado
PM-LA14-01	Material granular obtenido por voladura / Material tipo "A"
PM-LA14-02	
PM-PU14-201	Material granular obtenido por chancado / Material tipo "B"
PM-PU14-202	
PM-PU14-203	

Tabla 4.3. Resumen de ensayos de densidad de campo por el método de reemplazo con agua

Punto de muestreo	Material	Contenido de humedad (%)	Densidad húmeda (g/cm <sup>3</sup> )	Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )
PM-LA14-01	Material granular "A"	1,0	2,23	2,20
PM-LA14-02		0,8	2,17	2,15
PM-PU14-201	Material granular "B"	2,8	1,56	1,52
PM-PU14-202		2,6	1,61	1,57
PM-PU14-203		12,1	1,63	1,45

Tabla 4.4. Resumen de distribución granulométrica global

Punto de muestreo	Material	Clasificación SUCS	Porcentaje de peso (%)		C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>
			<3"	>3"		
PM-LA14-01	Material granular "A"	GP	50,02	49,98	49,98	1,79
PM-LA14-02		GP-GM	35,51	64,49	64,49	1,49
PM-PU14-202	Material granular "B"	GW-GM	75,12	24,88	83,39	2,87
PM-PU14-203		GW-GM	85,07	14,93	102,07	2,66

**Abreviaturas:**

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

C<sub>u</sub>: Coeficiente de uniformidadC<sub>c</sub>: Coeficiente de curvatura

La distribución granulométrica global se realizó en muestras de aproximadamente 500 kg mediante el uso de tamices de 4", 6", 8", 10" y 12". La metodología de curvas homotéticas (o técnica de gradación paralela) permite escalar el tamaño de sus partículas a uno que sea admisible por los equipos de laboratorio, de tal forma que al ensayarse se puedan obtener las propiedades geotécnicas del

material original (Gesche, 2002, De la Hoz, 2007, Dorador 2010). Este procedimiento permite determinar el porcentaje de partículas mayores a 3", por lo que se complementan con ensayos de granulometría en el laboratorio para las partículas menores a 3, estos resultados se resumen en la Tabla 4.4. El ensayo se realiza con el fin de determinar la curva granulométrica real de los materiales granulares. Posteriormente, esta "curva global" permite definir una curva "paralela" u "homotética" del material manteniendo ciertas características granulométricas del material original, como es el coeficiente de uniformidad,  $C_u$ , y el coeficiente de curvatura,  $C_c$ .

Al pasar por procesos de voladura y chancado, estos materiales granulares pueden presentar partículas con tamaño de hasta 15", por lo que la determinación de sus propiedades geotécnicas es un reto para equipos convencionales en laboratorio, donde su principal limitación es el tamaño máximo de partículas que admite (hasta 1" en moldes de 6", el cual corresponde al molde de mayor tamaño en el sector comercial peruano para ensayos triaxiales).

En la Tabla 4.5 se presentan las propiedades índices de las muestras modeladas siguiendo la metodología de las curvas homotéticas, las cuales serán utilizadas para los ensayos dinámicos y cíclicos. Como puede observarse en la Tabla 4.4, las muestras de campo presentan clasificaciones SUCS de GP, GP-GM y GW-GM, con tamaños máximos de 12", mientras que en la Tabla 4.5 las muestras en laboratorio clasifican como SW y SW-SM con tamaños máximos de 1".

Tabla 4.5. Propiedades índices para el material homotético

Material	Clasificación SUCS	Gs	$C_u$	$C_c$	$D_{50}$ (mm)
Material granular "A"	SW	2,61	23,48	1,12	3,07
Material granular "B"	SW-SM	2,25	47,04	1,78	2,00

**Abreviaturas:**

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Gs: Gravedad específica de sólidos

$D_{50}$ : Tamaño de grano medio

$C_u$ : Coeficiente de uniformidad

$C_c$ : Coeficiente de curvatura

En la Figura 4.1 se presentan fotografías de los materiales granulares obtenidos por voladura y chancado en campo. Por último, en la Figura 4.2 se presentan las

curvas de la distribución granulométrica global determinados en campo y las homotéticas modeladas en laboratorio de los materiales granulares explotados y obtenidos por voladura y chancado. Cabe observar que la muestra utilizada para los ensayos estáticos es de una mayor gradación (TM=1") que el utilizado para los ensayos dinámicos y cíclicos (TM = 3/4"), lo cual se debe al tamaño del equipo para el ensayo.



Figura N° 4.1. Fotografía del material granular obtenido por voladura "A" y obtenido por chancado "B" ensayado en campo (a) y (b), respectivamente.

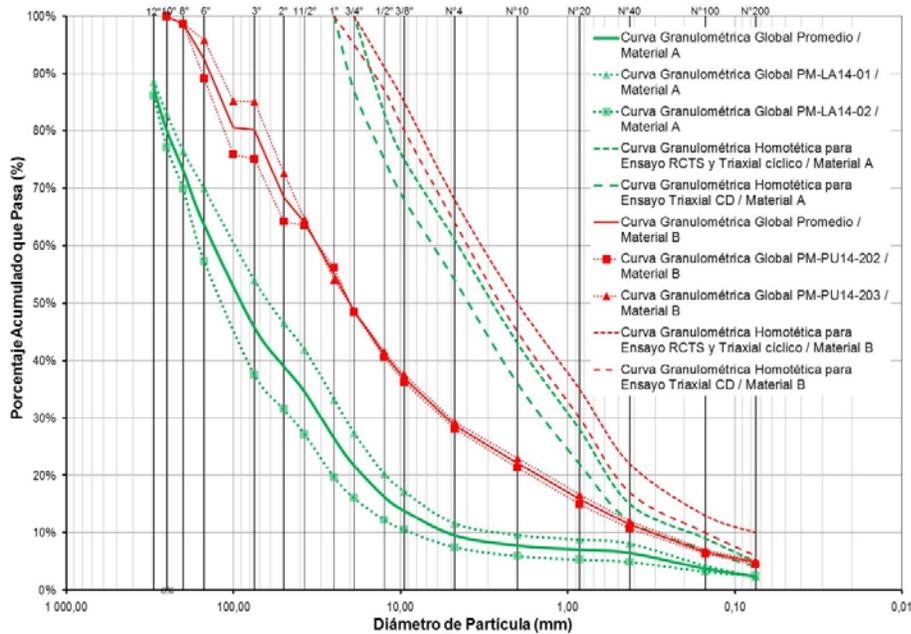


Figura N° 4.2. Distribución granulométrica de los materiales granulares obtenidos por voladura "A" y obtenido por chancado "B" - Globales y homotéticas

### 4.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Las exploraciones geotécnicas en campo permitieron obtener muestras representativas, las cuales fueron ensayadas en los laboratorios geotécnicos de la ciudad Lima y de la Universidad de Texas en Estados Unidos, con la finalidad de caracterizar y determinar los parámetros de resistencia de los materiales granulares.

Los ensayos de laboratorio se efectuaron siguiendo los procedimientos recomendados según las versiones actualizadas de los métodos de ensayo de la Sociedad Norteamericana de Ensayos y Materiales (ASTM). En la Tabla 4.6 se resumen los ensayos relevantes para esta investigación. Asimismo, el detalle de los ensayos efectuados se presenta en el Anexo A.

Tabla 4.6. Resumen de ensayos por laboratorio

Laboratorio	Ensayo	ASTM	Material	Cantidad
Anddes	Ensayos de clasificación	D422	A	3
			B	3
	Límites de Atterberg	D4318	A	3
			B	3
	Contenido de humedad	D2216	A	4
			B	6
	Clasificación SUCS	D2487	A	3
			B	3
Triaxial consolidado drenado (CD)	D4767	A	1	
		B	1	
Laboratorio de la Universidad de Texas	Ensayo de columna resonante y corte torsional	D4015	A	2
			B	2
	Ensayo triaxial cíclico	D3999	A	1
			B	1

#### 4.3.1 Ensayos índice de mecánica de suelos

En las Tablas 4.7 y 4.8 se presentan los resultados de los ensayos índices de mecánica de suelos, en términos de granulometría, límite de plasticidad, contenido de humedad y gravedad específica de sólidos.

Tabla 4.7. Resumen de ensayos de clasificación de suelos

Punto de muestreo	Material	Muestra	Clasif. SUCS	Granulometría			LL (%)	IP (%)	CH (%)
				Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)			
PM-LA14-01	Material Tipo "A" / obtenido por voladura	M-1	GP	76,8	18,7	4,5	NP	NP	0,2
		D-1		-	-	-	-	-	2,4
PM-LA14-02		M-1	GP-GM	78,9	14,2	6,9	NP	NP	0,8
		D-1		-	-	-	-	-	0,8
Mezcla PM-LA14-01 y 02*		-	SW	46,0	54,0	0,0	NP	NP	-
PM-PU14-201		D-1	-	-	-	-	-	-	2,8
PM-PU14-202		M-1	GW-GM	62,6	31,4	6,0	NP	NP	2,1
		D-1		-	-	-	-	-	2,6
PM-PU14-203		M-1	GW-GM	65,6	28,3	6,1	NP	NP	10,2
		D-1		-	-	-	-	-	12,1
Mezcla PM-PU14-202 y 203*	-	SW-SM	36,0	58,0	6,0	NP	NP	10,2	

**Abreviaturas:**

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

LL: Límite líquido

CH: Contenido de humedad

\*: Muestras homotéticas

Clasif.: Clasificación

IP: Índice plástico

NP: No presenta

**Nota:**

1. Los ensayos corresponden a la fracción menor a 3".

Tabla 4.8. Resumen de ensayos de gravedad específica de sólidos

Punto de muestreo	Material	Muestra	Clasif. SUCS	Gs
PM-LA14-01	Material granular "A"	M-1	GP	2,62
PM-PU14-203	Material granular "B"	M-1	GW-GM	2,25

**Abreviaturas:**

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Gs: Gravedad específica de sólidos

Clasif.: Clasificación

#### 4.3.2 Ensayo de compresión triaxial consolidado drenado

Se realizaron ensayos de compresión triaxial consolidados drenados (CD), con medición de presión de poros y en condición saturada, a las muestras granulares en especímenes de 6". Estos ensayos se realizaron con la finalidad de obtener los parámetros de resistencia cortante en esfuerzos efectivos y parámetros elásticos. En la Tabla 4.9 se presenta un resumen de los resultados del ensayo.

Es importante mencionar que las muestras granulares ensayadas presentan una distribución granulométrica "paralela" u homotética, en base a lo descrito en el ítem 4.2.

Tabla 4.9. Resumen de ensayos de compresión triaxial consolidado no drenado (CD)

Punto de muestreo	Material	Clasif. SUCS	Densidad seca promedio (g/cm <sup>3</sup> )	CH (%)	Esfuerzos efectivos	
					c' (kPa)	φ' (°)
PM-LA14-01	Material granular "A"	SW	1,962	4,0	18,0	36,0
Mezcla PM-PU14-202 y 203	Material granular "B"	SW-SM	1,547	12,0	36,0	39,0

**Abreviaturas:**

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Clasif.: Clasificación

φ: Ángulo de fricción

c: Cohesión

#### 4.3.3 Ensayo de columna resonante y corte torsional

Con el propósito de estudiar el comportamiento dinámico a pequeñas e intermedias deformaciones de los materiales obtenidos por voladura y chancado, se realizaron ensayos RCTS, que fue descrito en el ítem 2.2.3. Los ensayos fueron desarrollados por en el laboratorio geotécnico del profesor Kenneth Stokoe de la Universidad de Texas en Austin. El objetivo de este ensayo es determinar la curva de degradación del módulo de corte normalizado,  $G/G_{max} - \log \gamma$ , y la curva de razón de amortiguamiento,  $D - \log \gamma$ , hasta un nivel de intermedias deformaciones.

Al igual que el ensayo triaxial CD, el ensayo RCTS se realizó en muestras con una distribución granulométrica “paralela” u homotética. Para el material granular “A”, material obtenido por voladura, se ensayaron dos muestras AA9 y AA11; para el caso del material granular “B”, material obtenido por chancado, se ensayaron igualmente dos muestras AA2 y AA3. La Tabla 4.10 presenta el resumen de propiedades físicas de los especímenes ensayados, que están definidos en función a las investigaciones y ensayos realizados.

Tabla 4.10. Propiedades para los materiales homotéticos utilizados en el ensayo RCTS

Material	Muestra	Clasif. SUCS	Gs	e	Cu	Cc	$D_{50}$ (mm)	$\gamma_{seco}$ (g/cm <sup>3</sup> )	CH	GS
Material granular “A”	AA9	SP	2,61	0,296	24,3	0,79	2,2	2,01	2,96	26,0
	AA11*			0,312	20,1	0,77	2,0	1,98	2,94	24,4
Material granular “B”	AA-2	SW-SM	2,25	0,407	40,0	1,78	2,0	1,60	3,36	18,6
	AA-3*			0,467	35,0	*	*	1,52	0,7	3,3

**Abreviaturas:**

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Gs: Gravedad específica de sólidos

Cu: Coeficiente de uniformidad

 $D_{50}$ : Tamaño medio de partículas

CH: Contenido de humedad

\*: Muestras con tamaños más bajos a los especificados

Clasif.: Clasificación

e: Relación de vacíos

Cc: Coeficiente de curvatura

 $\gamma_{seco}$ : Peso seco

GS: Grado de saturación

En el Anexo A se presentan los resultados de los 4 ensayos RCTS, en términos de diferentes gráficos que se comentan a continuación:

- Las figuras de la 1 a la 6 presentan el comportamiento del suelo en el rango lineal mediante los valores de  $G_{max}$  y  $D_{min}$  obtenidos en el ensayo RC descrito en el ítem 2.2.1.1.
- Las Figuras 1, 2 y 3 presentan la variación de  $G_{max}$ ,  $D_{min}$ , y  $e$ , con la magnitud y duración de la presión de confinamiento, respectivamente. De estas figuras se observa el valor de deformación (0,0003 a 0,0004 %) donde fueron calculados los valores de  $G_{max}$  y  $D_{min}$ . Para el caso de  $D_{min}$  a pesar de no estar mencionado se entiende que se utilizó el método *half-power*.

- Las Figuras 4 y 5 presentan la variación de  $V_s$  y  $G_{max}$  con la presión de confinamiento (después de un tiempo de 100 min), así como una formulación de relación que es muy importante para poder estimar ambas variables en base a la tendencia presentada. Las Figuras 6 y 7 presentan la variación del  $D_{min}$  y  $e$  con la presión de confinamiento, respectivamente.
- Las Figuras posteriores 8, 9 y 10 presentan el comportamiento no lineal del suelo mediante las curvas dinámicas obtenidas en el ensayo RC descrito en el ítem 2.2.1.1.
- La Figura 8 presenta la variación del módulo de corte con la deformación cortante, curva  $G - \log \gamma$ . La Figura 9 presenta la variación del módulo de corte normalizado con la deformación cortante, curva  $G/G_{max} - \log \gamma$ . La Figura 10 presenta la variación de la razón de amortiguamiento con la deformación cortante, curva  $D - \log \gamma$ . Asimismo, estos resultados se presentan para dos presiones de confinamiento.
- Cabe aclarar que en esta parte del ensayo la deformación aumenta mientras se hace la frecuencia de barrido para el cálculo del módulo de corte,  $G$ , por lo cual ya no es constante como se indicó en el rango lineal (0,0003 a 0,0004 %). También, para la razón de amortiguamiento se cambia el método de determinar este valor por el método de curva de decaimiento libre, por lo tanto, la deformación es diferente a la cual fue obtenida el valor del módulo de corte. Esto se observa en las tablas presentadas al final de cada ensayo realizado.
- Para las muestras AA9 y AA11 del material obtenido por voladura, se alcanzó el rango no lineal solo con el ensayo RC a confinamientos de 200 kPa y 800 kPa, obteniéndose deformaciones del orden de  $1,0 \times 10^{-5}\%$  a 0,05%. De igual manera, para las muestras AA2 y AA3 del material obtenido por chancado, se alcanzó el rango no lineal solo con el ensayo RC a confinamientos de 303 kPa y 1213 kPa, obteniéndose deformaciones del orden de  $3,5 \times 10^{-6}\%$  a 0,1%.

- De los ensayos realizados, la muestra AA2, caso de material chancado, fue la única en donde se realizó el ensayo TS, por lo tanto, se presenta más resultados en el reporte de esta muestra. El ensayo TS fue descrito en el ítem 2.2.2.2.
- En las figuras de la 11 a la 20, se presentan los resultados del ensayo TS comparándose con las curvas presentadas en las Figuras 8, 9 y 10 obtenidas mediante el ensayo RC. Ambos ensayos componen el ensayo RCTS.
- Puede observarse en el ensayo TS en la muestra AA2 que cubre un rango de deformación muy bajo (entre  $1 \times 10^{-4}\%$  a  $3 \times 10^{-4}\%$ ). Esto principalmente se debe al tamaño de las partículas que combinado con los altos niveles de confinamiento aplicados en el ensayo, limitan el nivel de deformaciones que pueden ser alcanzadas. Estas observaciones también aplican para las otras muestras, razón por la que no se presentan los ensayos TS.
- Sin embargo, cabe mencionar que el ensayo TS es de mayor interés para el comportamiento cíclico del suelo a deformaciones intermedias, donde posiblemente los resultados del ensayo RC no sean correctas ya que el comportamiento y método de determinación de los parámetros G y D son muy diferentes mientras aumenta el nivel de deformación.

#### 4.3.4 Ensayo triaxial cíclico

Para determinar el comportamiento dinámico del suelo a grandes deformaciones se realizaron los ensayos CTX en los materiales obtenidos por voladura y chancado, este ensayo es descrito en el ítem 2.2.2.1. El ensayo fue desarrollado en el laboratorio geotécnico del profesor Chadi El Mothar de la Universidad de Texas en Austin. El objetivo del ensayo es completar el comportamiento de las propiedades dinámicas del suelo a intermedias y grandes deformaciones en combinación con los resultados obtenidos en el ensayo RCTS.

De manera similar, el ensayo fue realizado en muestras homotéticas. La Tabla 4.11 presenta el resumen de propiedades físicas de los especímenes ensayados.

Asimismo, en base a la Tabla 4.11, los materiales AA-11 y AA-3 presentan similitudes en densidad con las muestras utilizadas en el ensayo CTX, siendo este parámetro el más influyente para compararlo con el ensayo RCTS.

Tabla 4.11. Propiedades para los materiales homotéticos utilizados en el ensayo CTX

Material	Similitud con la muestra	Clasif. SUCS	$\gamma_{seco}$ (g/cm <sup>3</sup> )	CH	GS
Material granular "A" Por voladura	AA-11	SP	1,93	2,07	20,65
Material granular "B" Chancado	AA-3	SW-SM	1,45	3,0	13,6

**Abreviaturas:**

SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

Clasif.: Clasificación

 $\gamma_{seco}$ : Peso seco

CH: Contenido de humedad

GS: Grado de saturación

En el Anexo A se presentan los resultados de los 2 ensayos CTX. Los ensayos se realizaron a esfuerzos y desplazamientos controlados con mediciones de deformación externas e internas. Como fue mencionado en el ítem 2.2.2.1 y mostrado en la Figura 2.15, existen problemas al realizar mediciones externas de las deformaciones en el ensayo. Los resultados en función a las deformaciones internas fueron recomendados dado que se tiene un control mucho más preciso en la medición de la deformación a diferencia de las deformaciones externas.

Se presentan ventajas y desventajas en los ensayos CTX a esfuerzos y deformaciones controlados. Por una parte, el ensayo CTX a esfuerzo controlado representa las condiciones reales a ocurrir, sin embargo, la medición precisa de la deformación no es posible bajo esta técnica, incluso se torna complicado a grandes deformaciones. Para salvar este problema se realiza también el ensayo a deformaciones controladas, a pesar de no representar las condiciones reales a ocurrir en el suelo, a su vez que el control de desplazamiento es realizado externamente, por lo que la medición de las deformaciones internas no es a incrementos exactos. En base a esto se da mayor confiabilidad a un determinado método dependiendo del rango de deformación del ensayo CTX, para esfuerzos controlados los resultados son representativos a menores deformaciones que para

deformaciones controladas siendo ambos ensayos registrados a un nivel de escala ubicados en el rango de intermedias y grandes deformaciones. La combinación de ambos métodos junto con la medición interna de la deformación (instrumentación interna) proporciona una gran confiabilidad a los resultados del ensayo CTX.

Para el material tipo "A", obtenido por voladura, el ensayo CTX se realizó a un confinamiento de 700 kPa obteniéndose deformaciones del orden de 0,01% a 1,4%. Para el material tipo "B", obtenido por chancado, el ensayo CTX se realizó a un confinamiento de 303 kPa obteniéndose deformaciones del orden de 0,05% a 1,0%.

En la Figura 4.3 y Figura 4.4 se presentan los resultados obtenidos del ensayo CTX para el material granular obtenido por voladura y chancado, respectivamente, en función de la curva  $G - \log \gamma$ . Como se puede observar, en el material obtenido por voladura se realizaron dos ensayos CTX a esfuerzo controlado (stress) y un ensayo CTX a deformaciones controladas (strain), todos para un confinamiento de 700 kPa y a deformaciones internas. La combinación de ambos métodos permite obtener resultados confiables para este rango de deformación, así como fue resumido para el ensayo CTX del material chancado en la Figura 4.4. Los resultados de ambos ensayos a deformación y esfuerzo controlado en el material obtenido por voladura son muy similares. Así también ambos materiales presentan continuidad con los resultados RCTS como se observa en el Anexo A y en la Figura 4.8, por lo que se puede mencionar que existen efectos mínimos entre ambos ensayos CTX y RCTS.

Por último, cabe mencionar que en la actualidad existen ensayos CTX cuyos resultados se presentan en función a las deformaciones externas. En la Figura 4.3 para el material obtenido por voladura se presentan dichos resultados (color verde), como puede notarse existe implicancia en los resultados finales subestimándose los valores de  $G$  con los resultados en medición interna, así como fue mostrado en la Figura 2.15.

En la Figura 4.5 y Figura 4.6 se presenta la curva esfuerzo vs deformación obtenido del ensayo CTX a esfuerzo controlado en el material por voladura y a

deformación controlada en el material chancado, respectivamente, en donde se puede comparar las diferencias entre las mediciones de deformaciones externas e internas, observándose que existe mayores diferencias a bajas deformaciones.

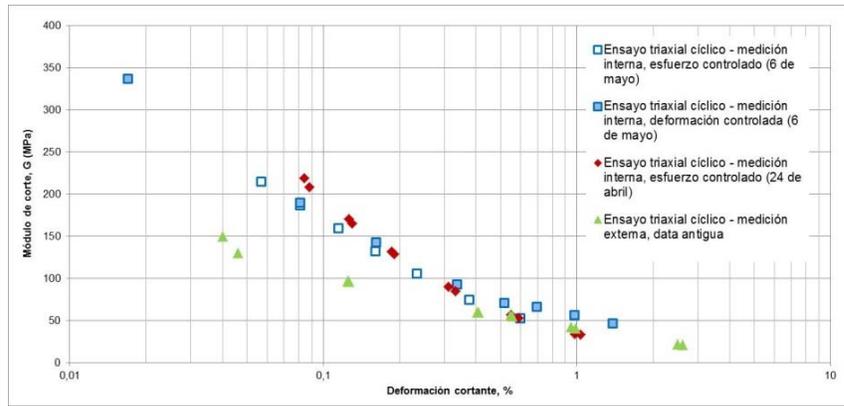


Figura N° 4.3. Curva de degradación del módulo de corte, curva  $G - \log \gamma$  - ensayo triaxial cíclico en material obtenido por voladura (material Tipo "A")

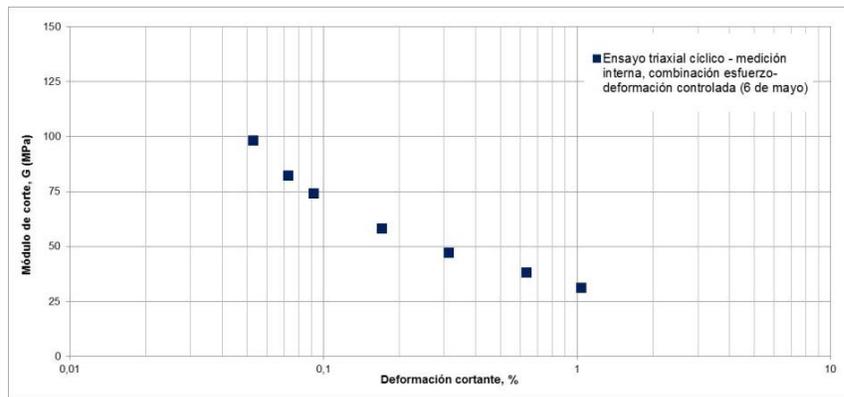


Figura N° 4.4. Curva de degradación del módulo de corte, curva  $G - \log \gamma$  - ensayo triaxial cíclico en material obtenido por chancado (material Tipo "B")

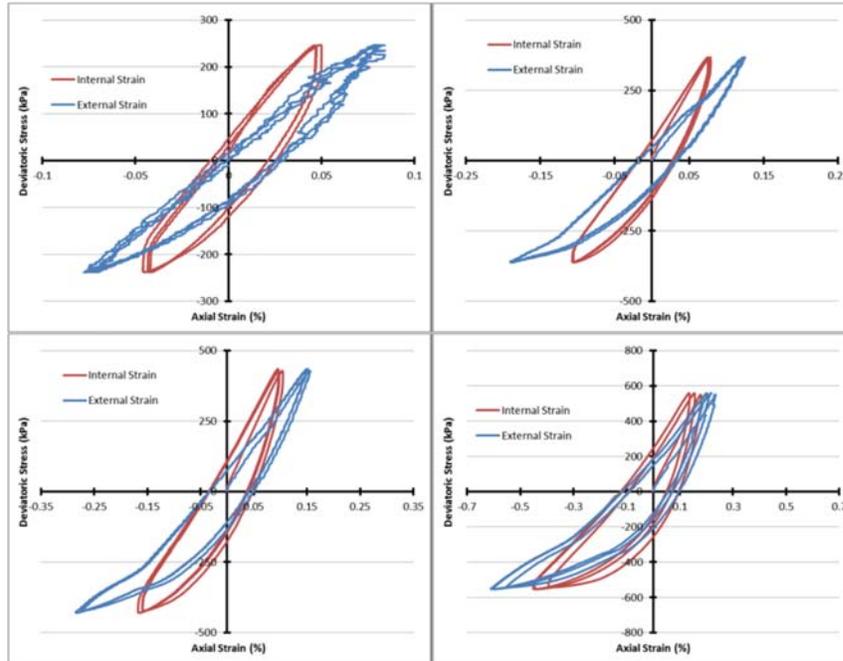


Figura N° 4.5. Curvas de histéresis del ensayo triaxial cíclico en material obtenido por voladura (Tipo “A”) a esfuerzo controlado para esfuerzo de confinamiento de 700 KPa con mediciones externas (color azul) e internas (color rojo).

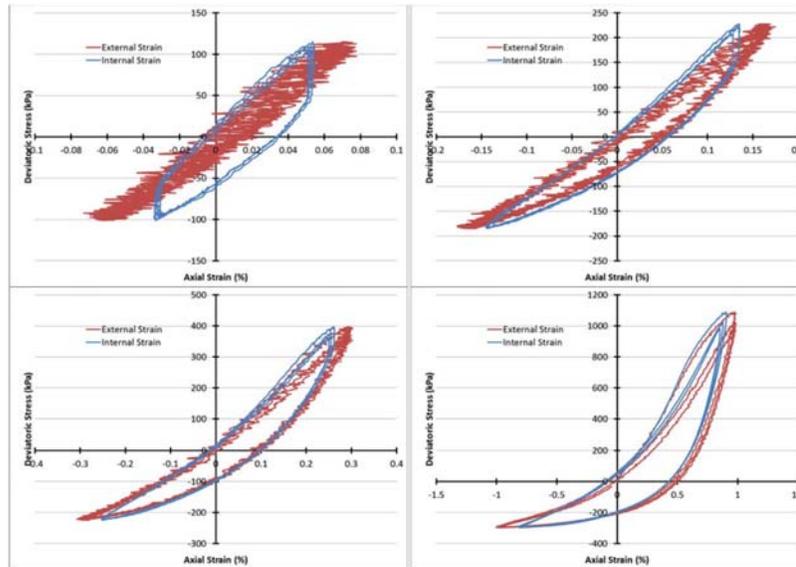


Figura N° 4.6. Curvas de histéresis del ensayo triaxial cíclico en material obtenido por chancado (Tipo “B”) a deformación controlada para esfuerzo de confinamiento de 303 KPa con mediciones externas (color rojo) e internas (color azul).

#### 4.4 COMPARACIÓN EN LOS MATERIALES EXPLOTADOS: VOLADURA VS CHANCADO

Se realizaron comparaciones entre los materiales explotados por voladura (tipo "A") y chancado (tipo "B") con los ensayos realizados en el material AA9 y AA11 para el primero y AA2 y AA3 para el segundo. Para el comportamiento lineal la comparación fue mediante los parámetros  $G_{max}$  y  $D_{min}$ , obtenidos del ensayo RCTS, los resultados se presentan en la Figura 4.7. Se mencionan las siguientes comparaciones:

- Se observa el efecto del confinamiento, a mayor confinamiento aumenta el valor de  $G_{max}$ , mientras que disminuye el valor de  $D_{min}$  para todos los materiales ensayados.
- Para el mismo tipo de material, los valores de  $G_{max}$  presentan resultados mayores en AA9 que en los resultados de AA11 para los materiales por voladura. Así también, los resultados son mayores en AA2 que en AA3 para los materiales chancado. Esta diferencia se debe a que AA9 y AA2 tienen mayor densidad que AA11 y AA3, respectivamente, esto también tiene influencia por mayor tamaño de la muestra y menor relación de vacíos.
- Para el caso de  $D_{min}$ , se esperarían comparaciones inversas a lo que se observa en  $G_{max}$ , tal como se observa para los materiales por voladura entre AA9 y AA11, debido a la influencia de la densidad y tamaño de la muestra. Sin embargo, este efecto no se presenta en el material chancado, lo cual es debido a un efecto de saturación de la muestra, en donde la saturación es mayor en la muestra AA2 que en AA3, influenciando en mayores valores de amortiguamiento.
- Entre diferentes tipos de material, se observa que los materiales obtenidos por voladura presentan mayores valores de  $G_{max}$  y  $D_{min}$  que los materiales obtenidos por chancados, esto se atribuye a las muy amplias diferencias entre densidad y relación de vacíos que posiblemente está relacionado al

tipo de material y el proceso de obtención. Los valores de los parámetros mencionados se presentan en la Tabla 4.10.

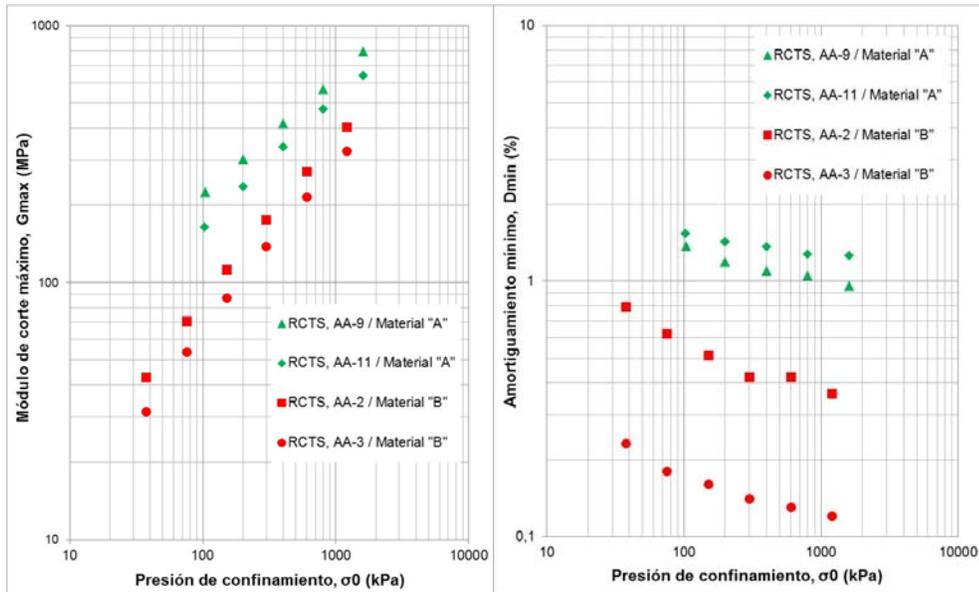


Figura N° 4.7. Variación de  $G_{max}$  y  $D_{min}$  con la presión de confinamiento para los materiales explotados por voladura "A" y chancado "B"

Para el comportamiento no lineal se realizaron comparaciones en las curvas  $G - \log \gamma$ ,  $G/G_{max} - \log \gamma$ , y  $D - \log \gamma$ , presentadas en las Figuras 4.8, 4.9 y 4.10, respectivamente. De estas curvas se resalta lo siguiente:

- Las Figuras presentadas muestran la diferencia de los ensayos RCTS y CTX, principalmente a los niveles de deformación en que los resultados de cada ensayo se presentan. La combinación de ambos resultados permite estudiar el comportamiento de ambos materiales granulares a deformaciones del rango de  $3,5 \times 10^{-6}\%$  a 1%.
- Para normalizar los resultados del módulo de corte es importante obtener los valores de  $G_{max}$  a partir del ensayo RCTS. Estos valores de  $G_{max}$  del RCTS son usados también para normalizar los resultados del ensayo CTX por lo que no es necesario el uso de un ajuste hiperbólico, que fue mencionado en el ítem 2.2.2.1, para normalizar los resultados del ensayo CTX, ya que este ensayo no permite obtener el valor real de  $G_{max}$ . Cabe mencionar que el uso del ajuste hiperbólico genera sobrestimaciones en la

curva  $G/G_{max} - \log \gamma$ , por lo cual no es recomendable esta técnica de normalización.

- Para la normalización del ensayo CTX en el material obtenido por voladura (Tipo "A"), se empleó la formulación de  $G_{max}$  del material AA11 presentado en el ensayo RCTS (Anexo A figura D.5) y para un confinamiento de 700 kPa que corresponde al realizado en el ensayo CTX; esto fue realizado de esta manera ya que en el ensayo RCTS el comportamiento no lineal fue observado para confinamientos de 200 kPa y 800 kPa. Para el material chancado (Tipo "B"), se empleó el  $G_{max}$  del material AA3 en el ensayo RCTS para el confinamiento de 303 kPa que corresponde al realizado en el ensayo CTX.

Para la curva  $G - \log \gamma$ , Figura 4.8, las diferencias observadas son similares a las presentadas en el comportamiento lineal, Figura 4.7, como efectos de confinamiento, densidad, relación de vacíos que vienen influenciados por el tipo de material. De las diferencias entre los resultados de los ensayos RCTS y CTX, podemos mencionar lo siguiente:

- Para el mismo tipo de material, los valores de  $G$  para las deformaciones analizadas indican que en AA9 son mayores que AA11 en los materiales obtenidos por voladura, así como AA2 son mayores que AA3 en los materiales chancados. En ambas curvas este efecto se debe principalmente a los mayores valores de densidad, que es influenciado por el tamaño máximo del material y la menor relación de vacíos.
- Entre diferentes tipos de materiales, los valores de  $G$  en los materiales obtenidos por voladura (Tipo "A") en AA9 y AA11 son mayores que los materiales obtenidos por chancados (Tipo "B") en AA2 y AA3, sin embargo, esto se presenta hasta un nivel de deformación de 0,02% a 0,03%, donde el comportamiento tiende a ser similar o inverso, indicando que los materiales chancados a pesar de presentar valores iniciales bajos de  $G$ , presentan una menor degradación en comparación de los materiales obtenidos por voladura.

- Cabe mencionar que las diferencias mencionadas no se presentan a similares confinamientos, sin embargo, se observa como la curva de  $G - \log \gamma$  para los materiales chancados, a pesar de presentar confinamientos mayores a 303 kPa y 1213 kPa, presentan menores valores que los materiales obtenidos por voladura, a confinamiento menores de 200 kPa y 800 kPa, respectivamente.
- Con las comparaciones realizadas en las Figuras 4.7 y 4.8 se observa que los materiales obtenidos por voladura y chancado, siendo ambos materiales similares en características granulométricas, presentan diferencias importantes.

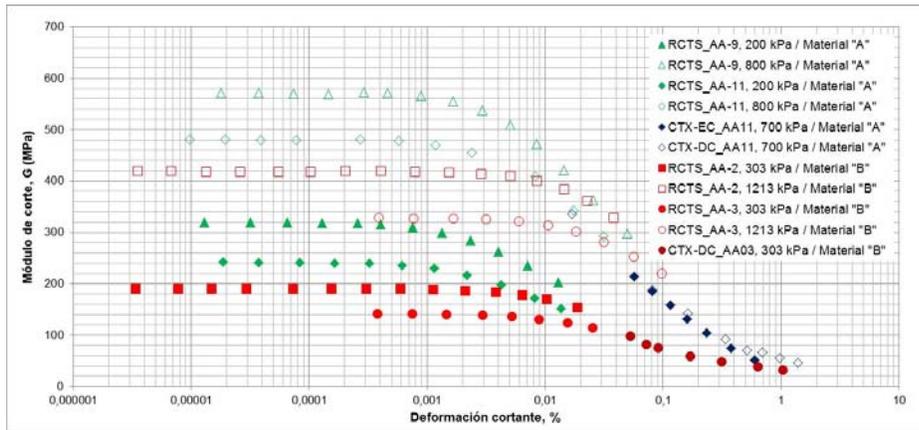


Figura N° 4.8. Curva  $G - \log \gamma$  para los materiales granulares obtenidos por voladura "A" y chancado "B"

Para las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  (Figura 4.9) y  $D - \log \gamma$  (Figura 4.10) se presentan las siguientes comparaciones entre los resultados de los ensayos RCTS y CTX:

- Para el mismo tipo de material, el comportamiento normalizado de reducción del módulo de corte y amortiguamiento es similar entre AA9 y AA11 para el material obtenido por voladura y entre AA2 y AA3 para el material obtenido por chancado, presentándose mínimas diferencias.
- Entre diferentes materiales se observa que el comportamiento del material chancado presenta menor degradación que en los materiales obtenido por voladura, evidenciándose que estos materiales granulares chancados

tienen un rango lineal más amplio, tanto en módulo de corte como razón de amortiguamiento que en los materiales obtenidos por voladura.

- Asimismo, se observa que el efecto del confinamiento aumenta la linealidad en el material obtenido por voladura para el rango de 200 kPa a 800 kPa, influyendo en una menor degradación del módulo normalizado y amortiguamiento. Mientras que en el material chancado la diferencia en el cambio de confinamiento de 303 kPa a 1213 kPa es ligero.

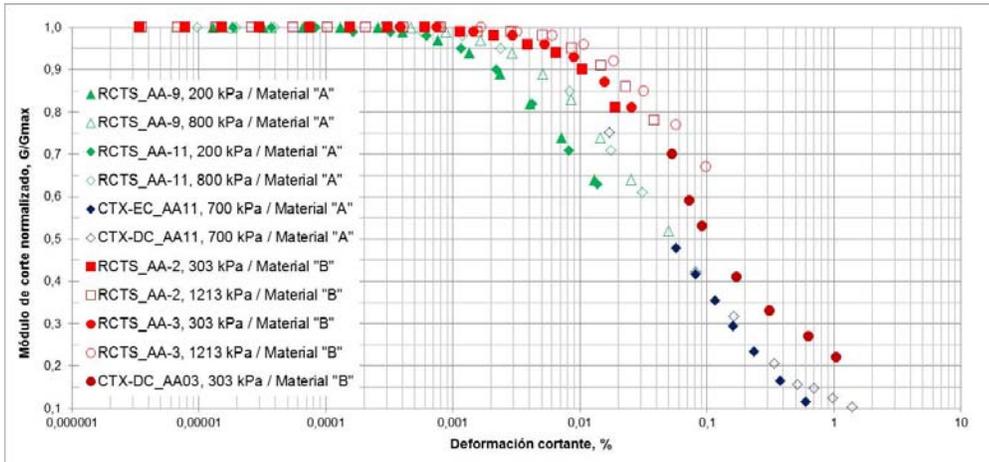


Figura N° 4.9. Curva  $G/G_{max}$  - log  $\gamma$  para los materiales granulares obtenidos por voladura "A" y chancado "B"

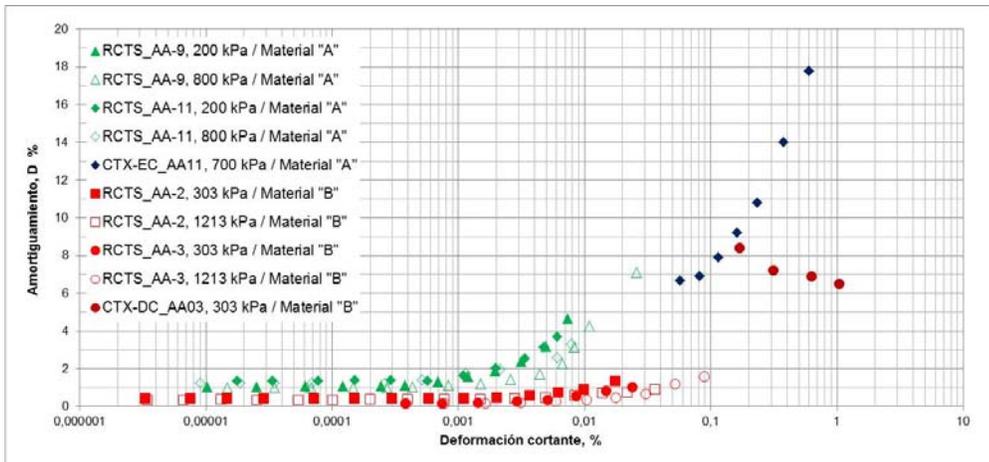


Figura N° 4.10. Curva  $D$  - log  $\gamma$  para los materiales granulares obtenidos por voladura "A" y chancado "B"

#### 4.5 COMPARACIÓN DE LOS MATERIALES ESTUDIADOS VS LITERATURA EXISTENTE

Se realizaron también comparaciones de los resultados obtenidos en los ensayos RCTS y CTX de los materiales explotados por voladura “A” y chancado “B” representados por las curvas  $G - \log \gamma$ ,  $G/G_{max} - \log \gamma$ , y  $D - \log \gamma$  con aquellas obtenidas de la literatura existente, así como de su comportamiento lineal con los parámetros  $G_{max}$  y  $D_{min}$ .

Las comparaciones se realizaron principalmente mediante las formulaciones presentadas por Menq (2003), ya que se ha demostrado que estas formulaciones son capaces de predecir el comportamiento dinámico en materiales granulares, en donde características como presión de confinamiento promedio, coeficiente de uniformidad, tamaño medio de partículas y relación de vacíos ( $\sigma'_0$ ,  $C_u$ ,  $D_{50}$ ,  $e$ , respectivamente) son utilizadas como parámetros de entrada en estas formulaciones. Asimismo, los resultados se compararon también con las curvas presentadas por Seed *et al.* (1986) para gravas.

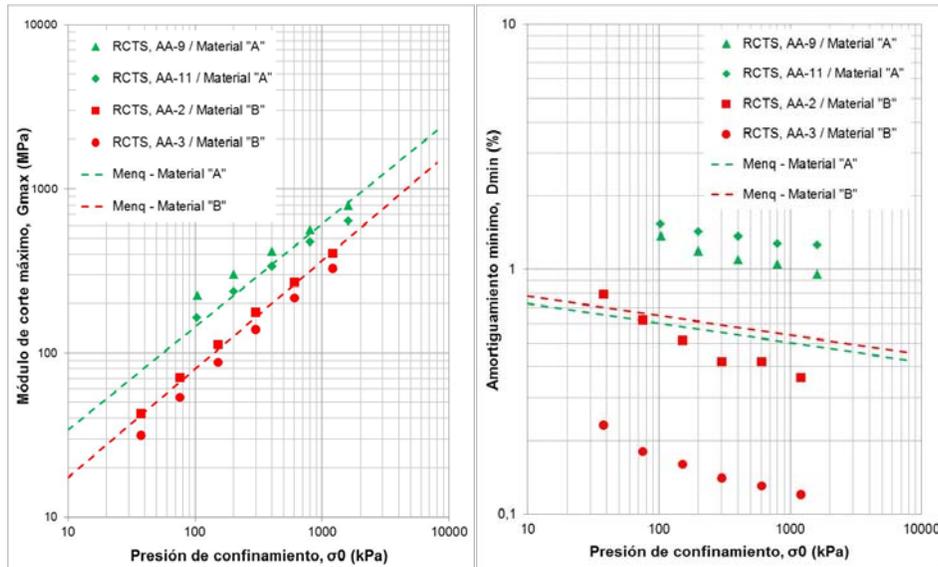


Figura N° 4.11. Comparación en el comportamiento lineal de los materiales explotados por voladura “A” y chancado “B” vs literatura, Menq (2003)

Comparaciones acerca del comportamiento lineal, se presentan en la Figura 4.11, en donde se presentan los resultados de  $G_{max}$  y  $D_{min}$  para todos los materiales

ensayados y mostrados anteriormente en la Figura 4.7, junto con los obtenidos usando las formulaciones de Menq (2003) y presentadas en las ecuaciones 3.8 y 3.9. En las formulaciones se usaron los parámetros de las muestras AA11 y AA3 para el comportamiento del material obtenido por voladura (tipo "A") y chancado (tipo "B"), respectivamente. Los parámetros se presentan en la Tabla 4.10.

Como puede observarse en el material obtenido por voladura (tipo "A") los valores de  $G_{max}$  usando Menq (2003) presentan una tendencia similar y cercana a los obtenidos en laboratorio, pero con ligera sobreestimación a confinamientos mayores de 400 kPa. Por otro lado, en el material obtenido por chancado (tipo "B"), Menq (2003) proporciona mayores valores de  $G_{max}$  en comparación a los obtenidos en laboratorio. Para el caso de  $D_{min}$ , se observa un efecto en la humedad o saturación de los materiales, que hace aumentar la razón de amortiguamiento. Para el caso de los materiales obtenidos por voladura (tipo "A") con saturación del orden del 25%, los resultados de los ensayos son mayores a los estimados por Menq (2003). Para los materiales chancados (tipo "B") ocurre el caso inverso, donde los valores obtenidos por Menq (2003) son mayores a los obtenidos en los ensayos. Cabe indicar que AA3 es un material seco, sin embargo, sus resultados son muy inferiores a los obtenidos por Menq (2003). Asimismo, se evidencia el efecto de la saturación comparando los materiales chancados AA2 y AA3 con saturación del orden de 18,6% y 3,3%, respectivamente.

Estas comparaciones de  $G_{max}$  y  $D_{min}$  permiten observar que las formulaciones de Menq (2003) pueden predecir cercanamente los valores de  $G_{max}$  en los materiales por voladura, mientras no en los materiales chancados. Asimismo, efectos de saturación no son considerados en sus formulaciones por lo cual se debe tener cuidado en su uso para estimar valores de  $D_{min}$  de los materiales.

Comparaciones en el comportamiento no lineal en las curvas  $G - \log \gamma$ ,  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  se presentan en las Figuras 4.12, 4.13 y 4.14, respectivamente. Para la curva  $G - \log \gamma$  existe limitada información en la literatura, ya que estos son presentados en su forma normalizada. Los mostrados en la Figura 4.12 corresponden a los ensayos realizados por Seed *et al.* (1986) para los materiales granulares descritos en el ítem 3.3.3, que fueron realizados a un confinamiento de 200 kPa, al igual que en los materiales obtenidos por voladura. En la Figura

también se presentan los resultados de los materiales investigados y mostrados en la Figura 4.8, solo para los confinamientos de 200 kPa para el material obtenido por voladura y 303 kPa para el material obtenido por chancado.

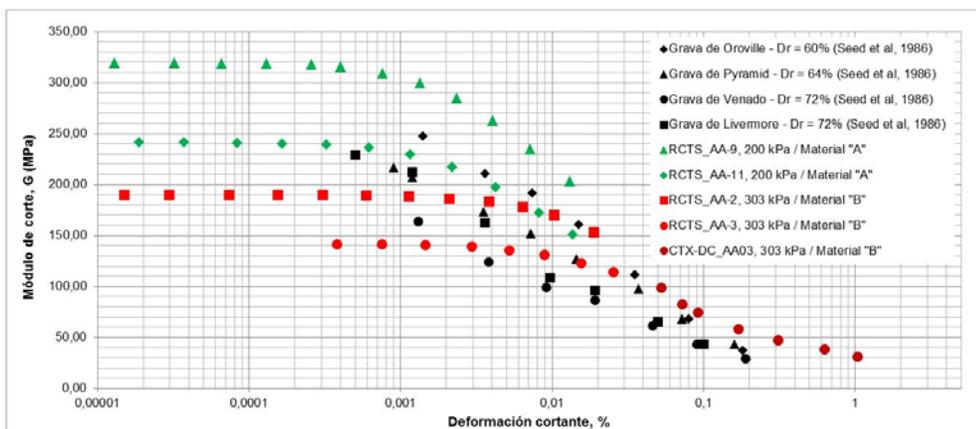


Figura N° 4.12. Comparación en el comportamiento no lineal, curva  $G - \log \gamma$ , de los materiales explotados por voladura "A" y chancado "B" vs literatura, Seed *et al.* (1986)

En adición a las diferencias mencionadas en las curvas  $G - \log \gamma$ , se puede observar como la grava de Venado ensayado por Seed *et al.* (1986), presenta un comportamiento similar al de los materiales chancados, mientras que el resto de los materiales se acercan a los materiales obtenidos por voladura. Cabe mencionar que la grava de Venado pasó por procesos de voladura y chancado al igual que los materiales AA2 y AA3 ensayados en esta investigación, evidenciándose un efecto similar entre ambos y que hace diferencia en el comportamiento con los materiales obtenidos por voladura. Cabe mencionar la diferencia en la degradación que presenta los materiales obtenidos por chancado con los materiales obtenidos por voladura para todos los resultados mostrados en la Figura 4.12, donde la degradación en los materiales obtenidos 303 por voladura es mayor que aquellos obtenidos por chancado.

Las comparaciones en las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  fueron realizadas con las curvas empíricas de Seed *et al.* (1986) y las propuestas por Menq (2003), presentadas en las Figuras 4.13 y 4.14, para los materiales obtenidos por voladura y chancado, respectivamente. Para las formulaciones de Menq (2003) se usaron como *input* características promedio entre los materiales ensayados, presentados en la Tabla 4.10.

Para los materiales obtenidos por voladura, presentados en la Figura 4.13, se observa que en la curva  $G/G_{max} - \log \gamma$  los resultados obtenidos en este material se encuentran por encima del límite superior de Seed *et al.* (1986), mientras que en la curva  $D - \log \gamma$  los resultados obtenidos se encuentran entre el límite medio e inferior de Seed *et al.* (1986). Por otro lado, se observa que Menq (2003) predice cercanamente los resultados obtenidos en ambas curvas para los confinamientos de 200 kPa y 800 kPa, sin embargo, esta similitud se presenta solo hasta deformaciones de hasta 0,01%, donde Menq (2003) subestima los resultados de  $G/G_{max} - \log \gamma$  y los sobreestima en  $D - \log \gamma$ .

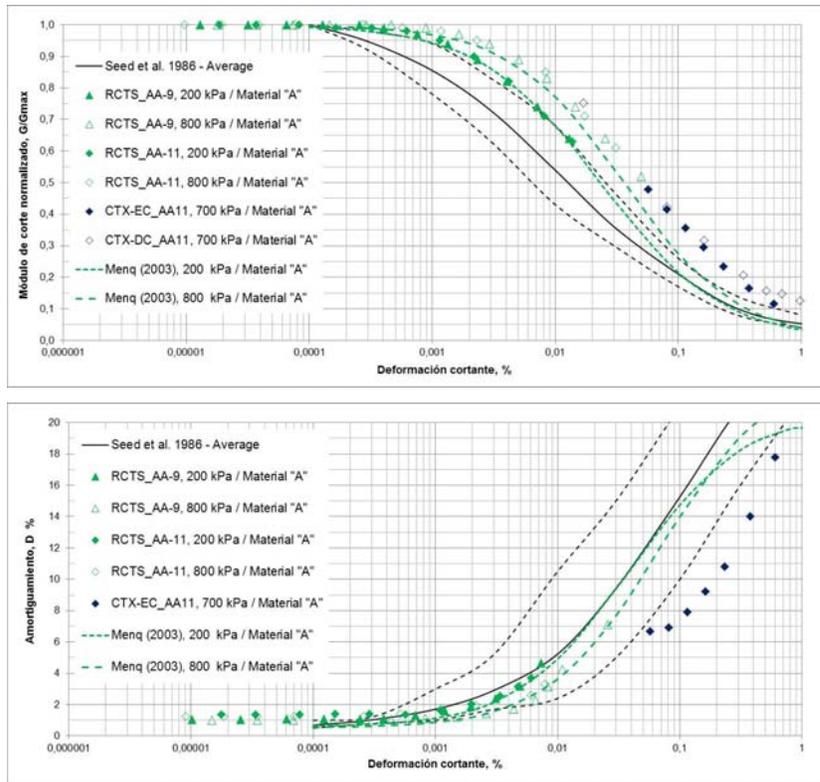


Figura N° 4.13. Comparación en el comportamiento no lineal, curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ , de los materiales explotados por voladura "A" vs literatura, Seed *et al.* (1986) y Menq (2003)

Se puede ver que las formulaciones propuestas por Menq (2003) son útiles para estimar las curvas dinámicas de los materiales por voladura, sin embargo, se observa un límite de confiabilidad, ya que son solo realizados por ensayos RCTS.

Para el caso de los materiales chancados, presentados en la Figura 4.14, se observa nuevamente que los ensayos se encuentran por encima del límite superior de Seed *et al.* (1986). Para el caso de Menq (2003) y según las comparaciones mostradas en la Figura 3.21, se esperaría que los materiales chancados (AA2 y AA3) presenten mayor degradación que los materiales por voladura (AA9 y AA11), ya que los primeros presentan mayores valores de  $C_u$  que los segundos, valores presentados en la Tabla 4.10. Sin embargo, como es observado en las Figuras 4.9 y 4.14, los materiales chancados presentan menor degradación que los materiales por voladura, observándose un efecto diferente al presentado por Menq (2003), por lo que su formulación sería incapaz de predecir el comportamiento de materiales chancados, como se muestra en la Figura 4.14.

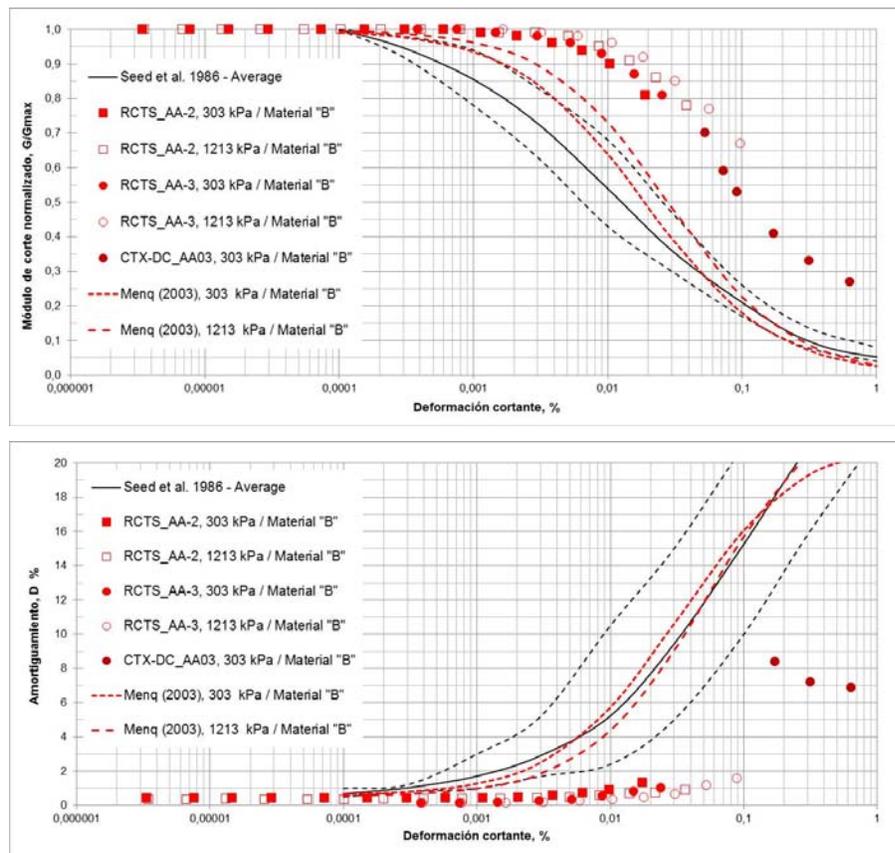


Figura N° 4.14. Comparación en el comportamiento no lineal, curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  de los materiales explotados chancados "B" vs literatura, Seed *et al.* (1986) y Menq (2003)

Estas comparaciones realizadas en el comportamiento lineal y no lineal de los materiales granulares permiten observar que los materiales chancados son

materiales de los cuales no se disponen de ensayos o muy pocos de ellos y que casi no son presentados en la literatura técnica disponible. Así también, las comparaciones en ambos materiales, obtenidos por voladura y chancado, resaltan la gran importancia de estudiar las propiedades dinámicas de los suelos, que es especialmente usado para realizar análisis de respuesta de sitio, y en el que por muchos años se ha hecho uso de las curvas pioneras de Seed *et al.* (1986) u otras curvas para estos tipos de materiales granulares sin realizar estos tipos de ensayos, lo que posiblemente al realizar los análisis de respuesta de sitio se obtendrían resultados subestimados, ya que como se observa en las Figuras 4.13 y 4.14 ninguno de los resultados presentan similitudes con las curvas de Seed *et al.* (1986); resultados similares también se obtendrían inclusive al utilizar formulaciones más modernas como las de Menq (2003). Asimismo, si bien se han presentado buenas concordancias en las propiedades dinámicas de los materiales obtenidos por voladura con las formulaciones de Menq (2003), los ensayos también permitirán identificar si los suelos ensayados corresponden a suelos atípicos y exóticos al igual que los suelos obtenidos por chancados.

Se buscó información adicional en la literatura en la que se haya observado un comportamiento similar al presentado en los materiales chancados. Una investigación realizada por Senetakis *et al.* (2012), identificaron que posiblemente el origen geológico (en relación a la mineralogía) juega un papel importante en el comportamiento dinámico del suelo. En su investigación Senetakis *et al.* (2012) realizaron ensayos RCTS en arenas volcánicas y cuarzosas, observando que los valores de  $G_{max}$  y  $D_{min}$  están muy por debajo en los materiales volcánicos en comparación a materiales cuarzosos naturales y artificiales (chancados) de similar granulometría y preparados con las mismas condiciones. Senetakis *et al.* (2012) atribuyeron estos resultados a que los suelos volcánicos presentan vacíos en el interior de sus partículas, el cual resulta en remarcables bajos valores de densidad y altos valores de relación de vacíos en comparación a los que exhiben los suelos cuarzosos, así como diferencias en la morfología y mineralogía. Asimismo, Senetakis *et al.* (2012) indicaron que los materiales cuarzosos son materiales que la mayoría de los investigadores se han centrado en estudiar su comportamiento dinámico.

En el comportamiento de las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ , una investigación posterior realizada por Senetakis *et al.* (2013) en las mismas muestras investigadas anteriormente, concluye que los materiales volcánicos a diferencia de los materiales cuarzosos no presentan efectos de gradación, y que parámetros como  $Cu$  no variará su comportamiento dinámico a diferencia de lo observado por Menq (2003). Asimismo, se observó que existe un ligero efecto en la presión de confinamiento con tendencias similares a las observadas en la literatura, donde el comportamiento del suelo es más lineal mientras aumenta el confinamiento.

Lo observado en las investigaciones de Senetakis *et al.* (2012) y (2013) pueden ser observadas también en los dos materiales (A y B) investigados en el presente trabajo, comparando sus características físicas presentadas en la Tabla 4.10. La revisión de la geología del material chancado, tipo "B", resultó que corresponde a materiales de origen volcánico y por ello se puede atribuir sus valores bajos de  $G_{max}$  y  $D_{min}$ , y su mayor comportamiento lineal en las curvas dinámicas en comparación al material obtenido por voladura, tipo "A" en AA9 y AA11.

Por lo tanto, en función al origen del material, el proceso de obtención del material, ensayos realizados en esta investigación y la revisión de la literatura acerca del comportamiento dinámico del suelo, se puede concluir de manera preliminar la tendencia a que los materiales cuarzosos sean materiales naturales, artificiales por voladura o chancado, presentaran un comportamiento similar a los que se encuentran en la literatura, como Seed *et al.* (1986), Menq (2003), y otros. Sin embargo, en el material de origen volcánico en comportamiento es diferente. Tanto en los trabajos de Senetakis *et al.* (2012), (2013) y en esta investigación, se ha observado que el material volcánico y a la vez chancado tiene un comportamiento muy diferente a lo presentado en la literatura, más no se ha observado este efecto en el comportamiento de materiales volcánicos obtenidos por voladura. Una reciente investigación realizado por Parra *et al.* (2016), donde también se presentan los ensayos de esta investigación, se realizó un ensayo RCTS en un material del mismo yacimiento y del mismo origen volcánico que el material "B", no habiéndose realizado el proceso de chancado, es decir, solo material obtenido por voladura. Parra *et al.* (2016) observaron que este material siendo material volcánico, al no ser chancado, presentó un comportamiento similar a los mostrados por Menq (2003).

Mediante los pocos ensayos realizados e investigaciones realizadas, se puede concluir de manera preliminar que solo los materiales volcánicos chancados presentarán un comportamiento atípico y no muy investigado en la actualidad, se requerirá de mayor cantidad de ensayos RCTS en este tipo de materiales para ambos tipos de procesos, chancado y por voladura, para diferenciar ambos comportamientos.

Si bien esta investigación se centró inicialmente en el comportamiento dinámico de materiales obtenidos por voladura y chancado, posteriormente este factor adicional en relación al origen de la muestra juega también un papel muy importante en los resultados finales del comportamiento dinámico de ambos.

Por último, en la Figura 4.15 se presenta los resultados del material chancado en las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  comparado con los propuestos por Senetakis *et al.* (2013). Como puede observarse el comportamiento es similar, y más cercano para el confinamiento inferior de 303 kPa por lo que según las formulaciones propuestas por Senetakis *et al.* (2013), este material no presenta efectos de gradación y el aumento de confinamiento no tiene una gran incidencia en aumentar su comportamiento elástico como en materiales por obtenidos voladura (Tipo A). Cabe mencionar que al igual que los materiales por obtenidos voladura, la similitud se presenta hasta deformaciones de 0,01%, donde Senetakis *et al.* (2013) subestima ligeramente los resultados de  $G/G_{max} - \log \gamma$  y los sobreestima en  $D - \log \gamma$ .

Tanto las curvas de Menq (2003) y Senetakis *et al.* (2013) han demostrado que pueden ser útiles para representar de manera certera las curvas dinámicas de  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  de materiales de granulares y de diferentes mineralogías, sin embargo, su similitud con resultados reales se presentan generalmente hasta deformaciones de 0,01%, donde el comportamiento plástico del material comienza a influenciar en los resultados, y que son obtenidos mediante ensayos CTX, llegándose hasta deformaciones máximas en estos ensayos de 1,0%.

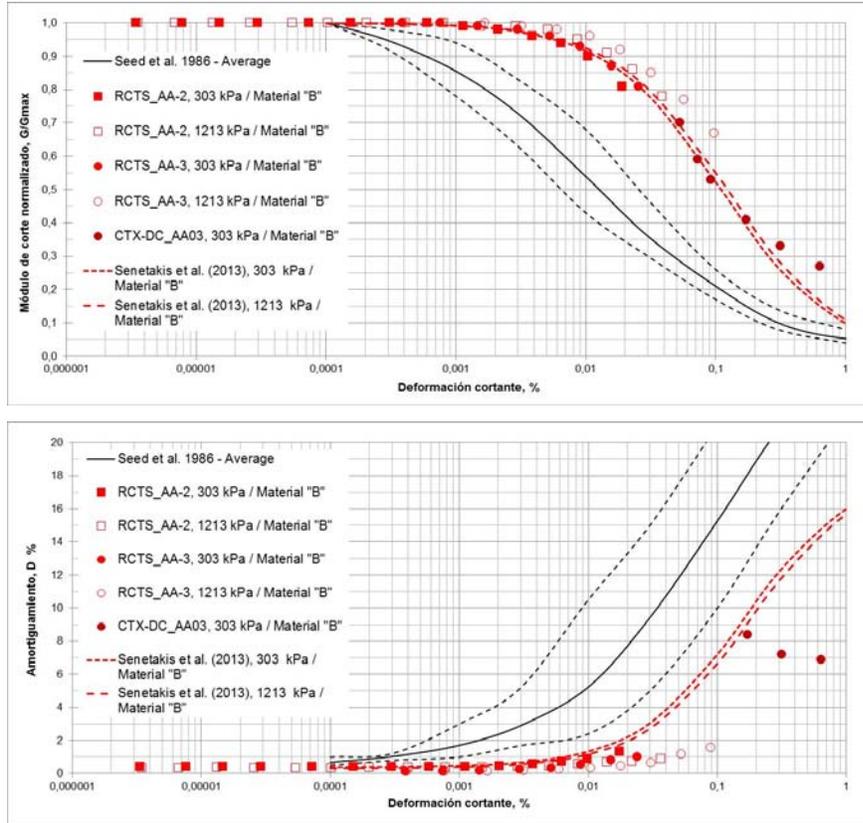


Figura N° 4.15. Comparación en el comportamiento no lineal, curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ , de los materiales explotados chancados "B" vs literatura, Seed *et al.* (1986) y Senetakis (2013)

Como se indicó en el ítem 3.4.4, se podrían esperar grandes deformaciones en zonas altamente sísmicas como es las zonas de alta sismicidad en el Perú, por lo tanto, es necesario estimar la resistencia cortante dinámica máxima que experimentará el suelo. Con base en las revisiones de Hashash *et al.* (2010) este valor se obtiene considerando un factor de la resistencia cortante estática máxima entre 1,1 a 1,4, por lo que para los ensayos estáticos y dinámicos realizados en los materiales obtenidos por voladura y chancado se esperarían las resistencias dinámicas presentadas en la Figura 4.16 en las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $\tau - \gamma$  (curva de resistencia cortante dinámica). Según la Tabla 4.9, para el material obtenido por voladura, con un ángulo de fricción de  $36^\circ$  y un confinamiento de 700 kPa, se esperaba una resistencia cortante dinámica máxima de 720 kPa. Mientras que para el caso del material chancado, con un ángulo de fricción de  $39^\circ$  y un confinamiento de 303 kPa, se esperaba una resistencia cortante dinámica de 350 kPa. Estos valores son solo presentados en las muestras AA11 y AA3 para observar la resistencia máxima que se obtendría en ambas muestras para el valor

de confinamiento ensayado y en donde se realizaron ambos ensayos de RCTS y CTX. Si bien, se podrían esperar mayores valores observando la tendencia de los ensayos RCTS y CTX, se limitó su resistencia conservadoramente en función a la literatura indicada.

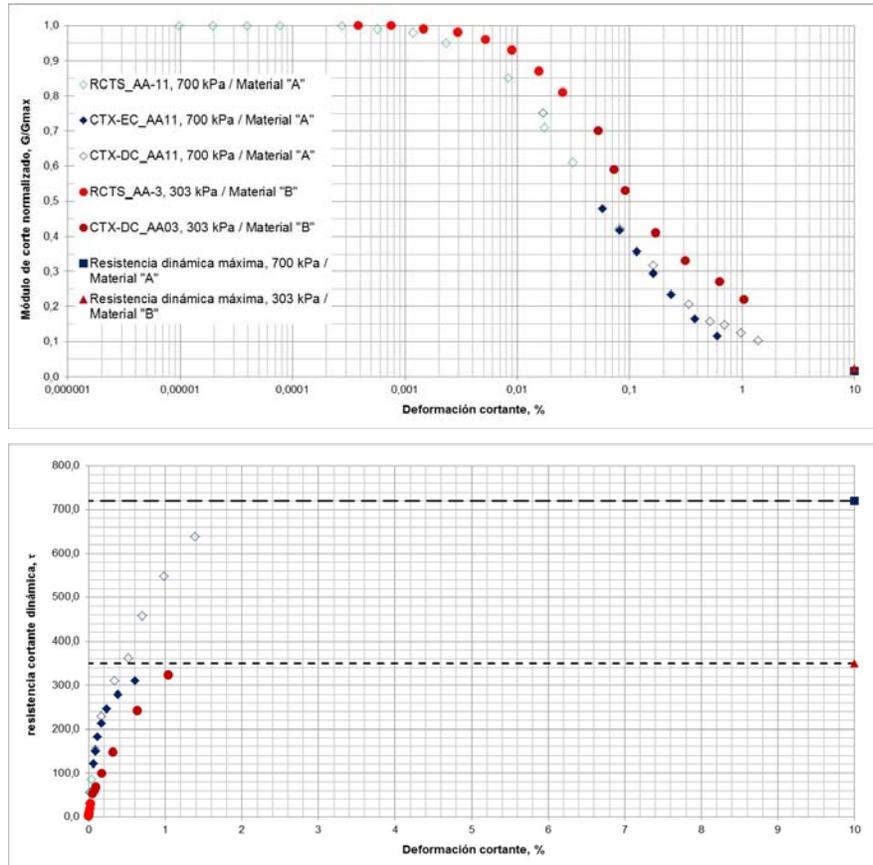


Figura N° 4.16. Curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $\tau - \gamma$ , de los materiales explotados por voladura "A" y chancado "B" en el comportamiento no lineal plástico de ambos materiales para estimar su resistencia cortante dinámica máxima.

## CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE RESPUESTA SÍSMICA 1D Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Se llevaron a cabo análisis exhaustivos de sensibilidad en la respuesta sísmica 1D, considerando el comportamiento de los dos materiales antrópicos descritos en el capítulo 4. El análisis de sensibilidad fue llevado a cabo utilizando análisis LEQ y NL, bajo la aplicación de diferentes sismos ocurridos en el Perú con diferentes intensidades (bajo, medio y alto) y contenidos de frecuencias, con el fin de que estos puedan inducir diferentes niveles de no linealidad. Asimismo, el análisis es realizado en columnas 1D de diferentes alturas con la finalidad de estudiar la respuesta del suelo para columnas variando de superficiales a profundas e investigar el efecto de sitio de acuerdo al periodo fundamental del perfil de análisis. Se realizará una comparación de resultados, así también se observará las diferencias al considerar propiedades dinámicas asumidas de la literatura y al utilizar propiedades dinámicas obtenidas de ensayos de laboratorio, en este caso de materiales antrópicos. Las características de las columnas de análisis, así como de los sismos seleccionados serán discutidas en este capítulo.

### 5.1 SENSIBILIDAD 1: PERFILES DE ANÁLISIS

Se consideraron para el análisis de sensibilidad y comparativo cuatro (4) diferentes alturas, las cuales corresponden a 30 m, 60 m, 90 m y 120 m. El perfil de velocidades de ondas de corte ( $v_s$ ) corresponde a las velocidades estimadas considerando los ensayos dinámicos RCTS de los materiales granulares obtenidos por voladura "A" y chancado "B". La formulación se presenta en la Figura 4 del Anexo A de los ensayos de laboratorio realizados en el material AA11 para el material obtenido por voladura "A" y en el material AA3 para el material chancado "B". La Figura 5.1 presenta el perfil  $v_s$  de las columnas en análisis.

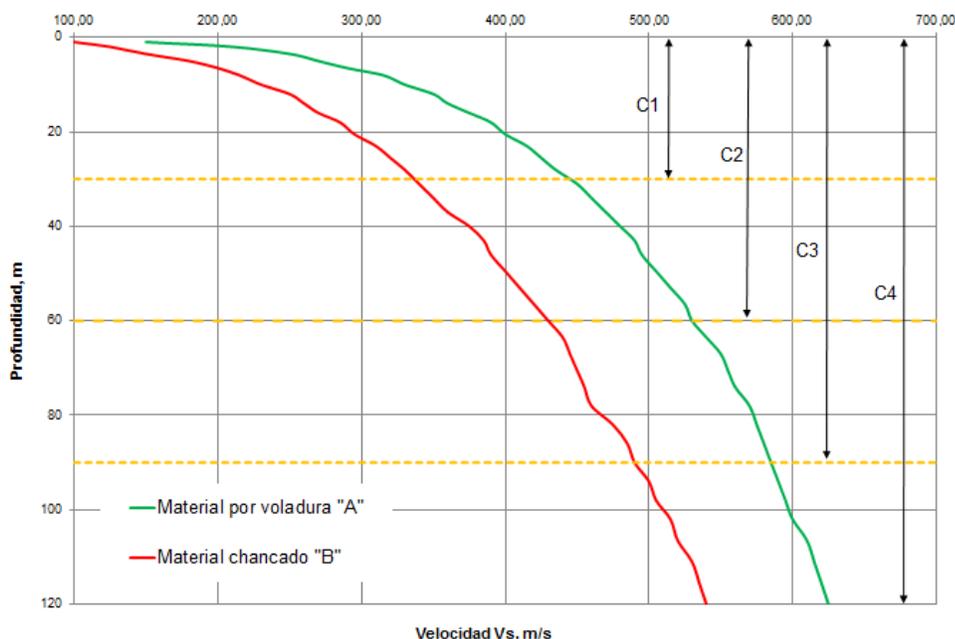


Figura N° 5.1. Perfil de velocidades de ondas de corte ( $v_s$ ) de los materiales explotados por voladura "A" y chancado "B" para el análisis de respuesta sísmica 1D; C1: columna de 30 m. C2: Columna de 60 m. C3: Columna de 90 m. C4: Columna de 120 m.

## 5.2 SENSIBILIDAD 2: COMPORTAMIENTO DINÁMICO

El comportamiento dinámico del perfil de análisis fue analizado de acuerdo a un modelo hiperbólico que ajuste las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  obtenidos en los ensayos de laboratorio de los materiales "A" y "B", que también se presentan en las Figuras 4.9 y 4.10. La Figura 5.2 presenta las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  de los ensayos realizados en el material AA11, material obtenido por voladura "A", junto con las curvas de Seed *et al.* (1986). Adicionalmente, en esta misma figura se presentan las curvas obtenidas mediante la calibración de un modelo hiperbólico propuesto en esta investigación, el que permite ajustar los resultados de los ensayos de laboratorio para el material obtenido por voladura. El modelo hiperbólico modificado por el autor de la presente investigación corresponde al descrito por Darendeli (2001), esta modificación fue efectuada con el objetivo de desarrollar las formulaciones para los valores de  $\gamma_r$  y  $D_{min}$  de acuerdo a lo obtenido en laboratorio para el material obtenido por voladura. Con el primer parámetro se ajustó la curva  $G/G_{max} - \log \gamma$  mientras con el segundo y adicionándose la modificación de Hashash (2009) para el amortiguamiento histerético, se ajustó la curva  $D - \log \gamma$ . De esta manera, el modelo generado en

esta investigación permite capturar la influencia del esfuerzo de confinamiento en la respuesta no lineal del suelo.

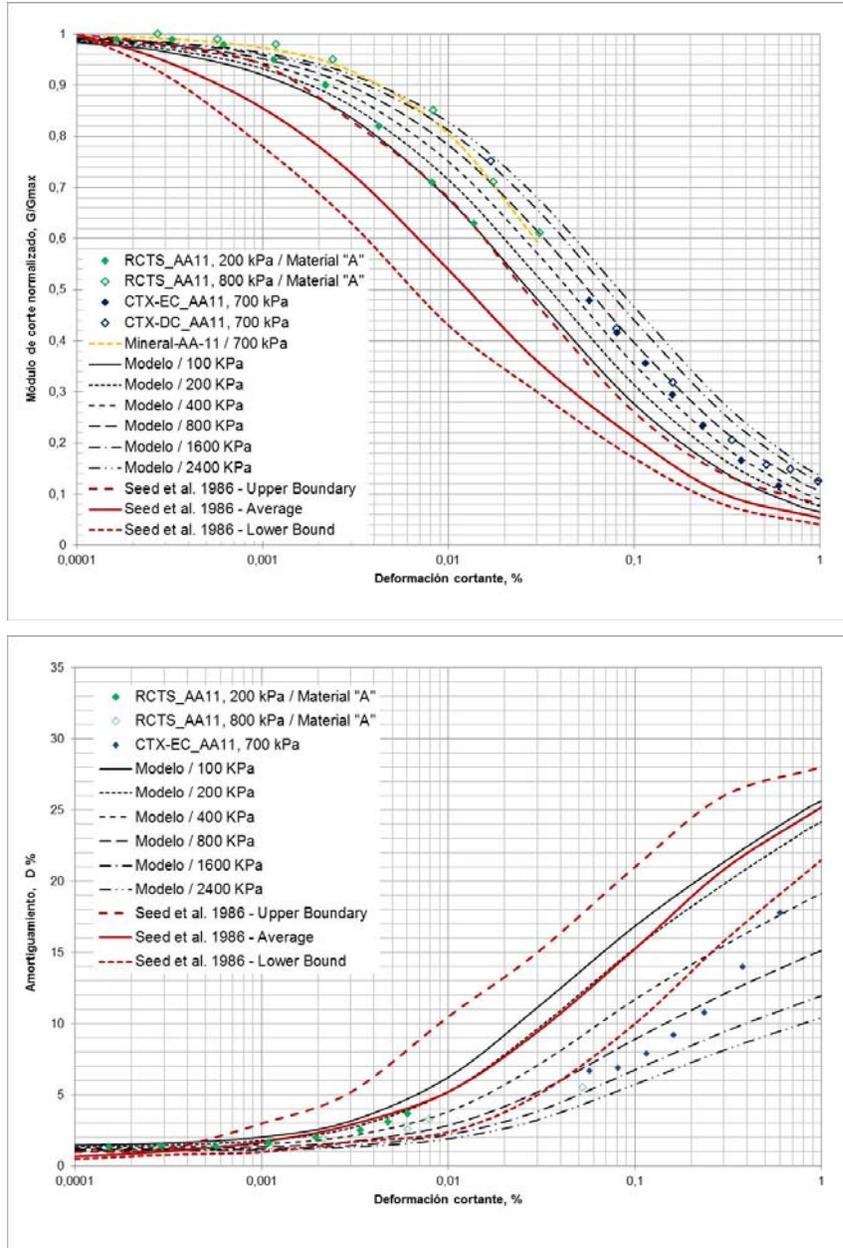


Figura N° 5.2. Calibración del comportamiento no lineal de suelo en las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ , mediante el uso de un modelo hiperbólico modificado, para el material explotado por voladura "A".

De manera similar, la Figura 5.3 presenta la calibración realizada del modelo hiperbólico propuesto en esta investigación para el material obtenido por

chancado “B” (en el material AA3) en las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ , se tomaron las mismas consideraciones que para el material obtenido por voladura “A”.

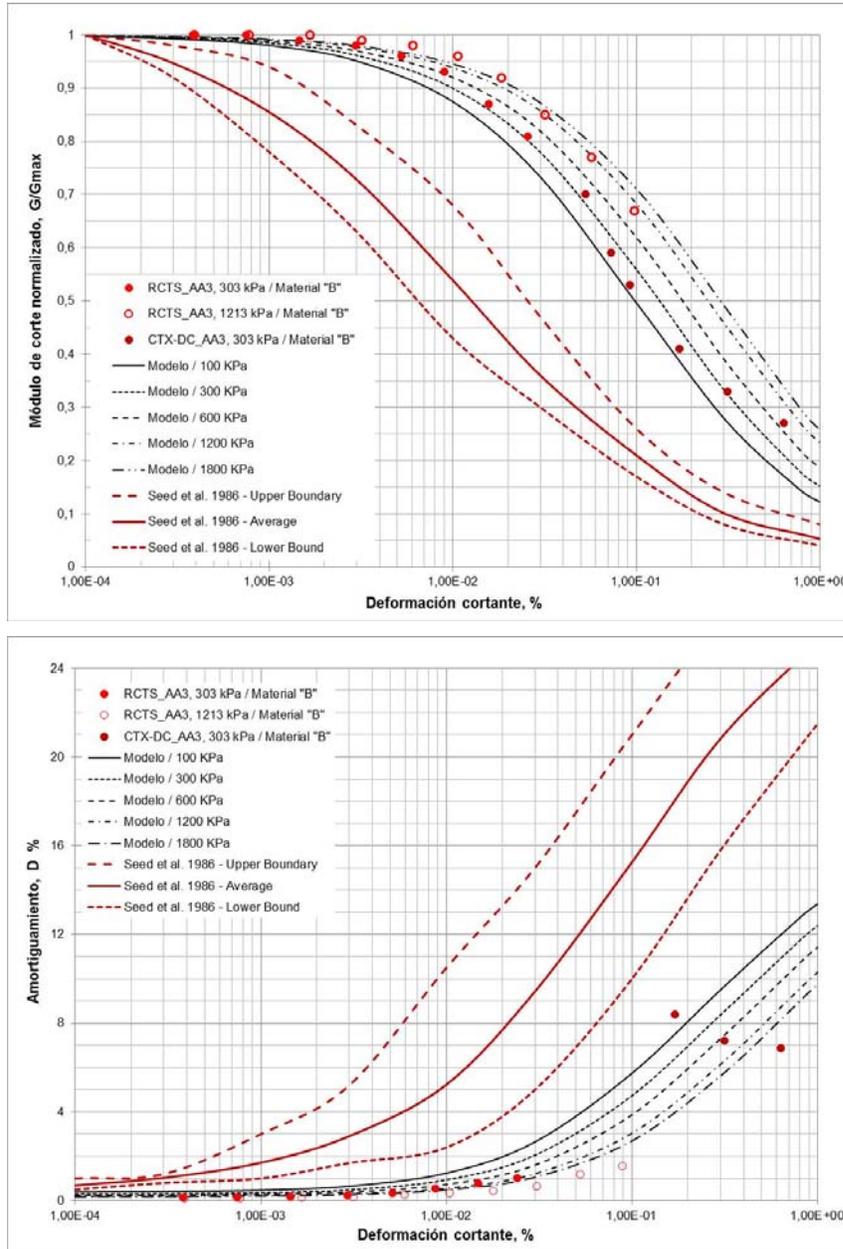


Figura N° 5.3. Calibración del comportamiento no lineal de suelo en las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ , mediante el uso de un modelo hiperbólico modificado, para el material explotado por chancado “B”.

### 5.3 SENSIBILIDAD 3: CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS DE ENTRADA

Los registros tiempo-historia que serán utilizados fueron seleccionados y escalados linealmente de acuerdo a una revisión de estudios de peligro sísmicos realizados en la sierra del Perú, así como de la sismicidad histórica con el objetivo de generar eventos hipotéticos y así simular el proceso de evaluación sísmica utilizado en la práctica de ingeniería. Los sismos a ser seleccionados fueron escalados a diferentes aceleraciones máximas en el terreno (PGA) e iguales a 0,18g; 0,33g y 0,45g. Estos valores de PGA indicados corresponden a diferentes intensidades de un sismo y para diferentes periodos de retorno de 100 años, 475 años y 2475 años, respectivamente, obtenidos de acuerdo a la revisión de 15 estudios de peligro sísmico realizados para proyectos mineros en la sierra del país. De este modo, se considerará a los sismos seleccionados de: intensidad baja, escalado linealmente a un valor de PGA igual a 0,18g; intensidad media, escalado linealmente a un valor de PGA igual a 0,33g e intensidad alta, escalado linealmente a un valor de PGA igual a 0,45g. Cabe indicar que el término “intensidad” utilizado anteriormente no está referida a la intensidad sísmica medida en Mercalli Modificada, pero más bien a la intensidad de las aceleraciones sísmicas.

Las diferentes intensidades consideradas inducirán diferentes niveles de no linealidad en los perfiles analizados. Sin embargo, los niveles de no linealidad también son dependientes de los contenidos de frecuencias del registro tiempo-historia. Para ello se revisaron registros sísmicos que superen valores de PGA mayores a 0,1g seleccionados de la fuente de sismos registrados por las estaciones instaladas por el Centro Peruano - Japonés de investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la UNI, a través de su red acelerográfica (REDACIS) y por el Instituto Geofísico del Perú (IGP). Indistintamente del tipo de suelo donde estos sismos fueron registrados, la elección de los mismos fue realizada a partir de un rango de frecuencias variando de 0,3 Hz a 16 Hz. Finalmente, la revisión permitió identificar 3 registros tiempo-historia para ser utilizados en el análisis de respuesta 1D. La Tabla 5.1, resume las principales características de los sismos seleccionados y que corresponden a los sismos ocurridos en Lima 1974, Atico 2001 y Pisco 2007, se resume cada uno de ellos:

- Sismo de Lima del 3 de octubre de 1974, registrado en la estación “Parque de la Reserva” e instalado en el parque de la reserva ubicado en la ciudad de Lima.
- Sismo de Atico en Arequipa del 23 de junio de 2001, registrado en la estación “César Vizcarra Vargas” instalado en el Complejo Deportivo del Gobierno Regional de Moquegua.
- Sismo de Pisco del 15 de agosto de 2007, registrado en la estación “UNICA” instalado en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica.

Tabla 5.1. Parámetros sismológicos de los registros sísmicos para ajuste espectral

Sismo	Estación	Ubicación de la estación	Fecha de ocurrencia	Mecanismo Focal	Magnitud	PGA (Este-Oeste /Norte - Sur)
Lima	Parque de la reserva	Parque de la Reserva	3 de octubre de 1974	Subducción de interfase	6,6 mb 7,6 ms	0,19 g / 0,18 g
Atico	César Vizcarra Vargas	Complejo Deportivo del Gobierno Regional de Moquegua	23 de junio de 2001	Subducción de interfase	8,3 Mw	0,30 g / 0,22 g
Pisco	UNICA	Laboratorio de mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de San Luis Gonzaga de Ica	15 de agosto de 2007	Subducción de interfase	8,0 Mw	0,28 g / 0,34 g

**Abreviaturas:**

PGA: Aceleración horizontal pico

Cabe indicar que el sismo de Lima y el de Atico fueron registrados en suelos gravosos tipo 1 según el RNE (2016) o tipo B según el IBC (2015), mientras que el sismo de Pisco fue registrado en un perfil de suelo tipo tipo D). Los análisis realizados con los sismos seleccionados fueron para verificar la sensibilidad de los casos analizados considerando diferentes excitaciones sísmicas sin aplicar los conceptos de escalamiento espectral, ya que no correspondo a un caso o proyecto ubicado en un lugar específico.

Asimismo, los sismos utilizados fueron rotados en orden de obtener la dirección que desarrolle la máxima intensidad de Arias, considerándose como un parámetro relacionado a generar mayores deformaciones (daño) en el perfil de suelo (Rathje y Bray (1999) y Travarasrou *et al.* (2003)).

La Figura 5.4 presenta los giros de rotación realizados para cada sismo y normalizados respecto al máximo valor de intensidad de Arias obtenido, así también se indica la rotación donde se presentan los valores de máxima intensidad de Arias.

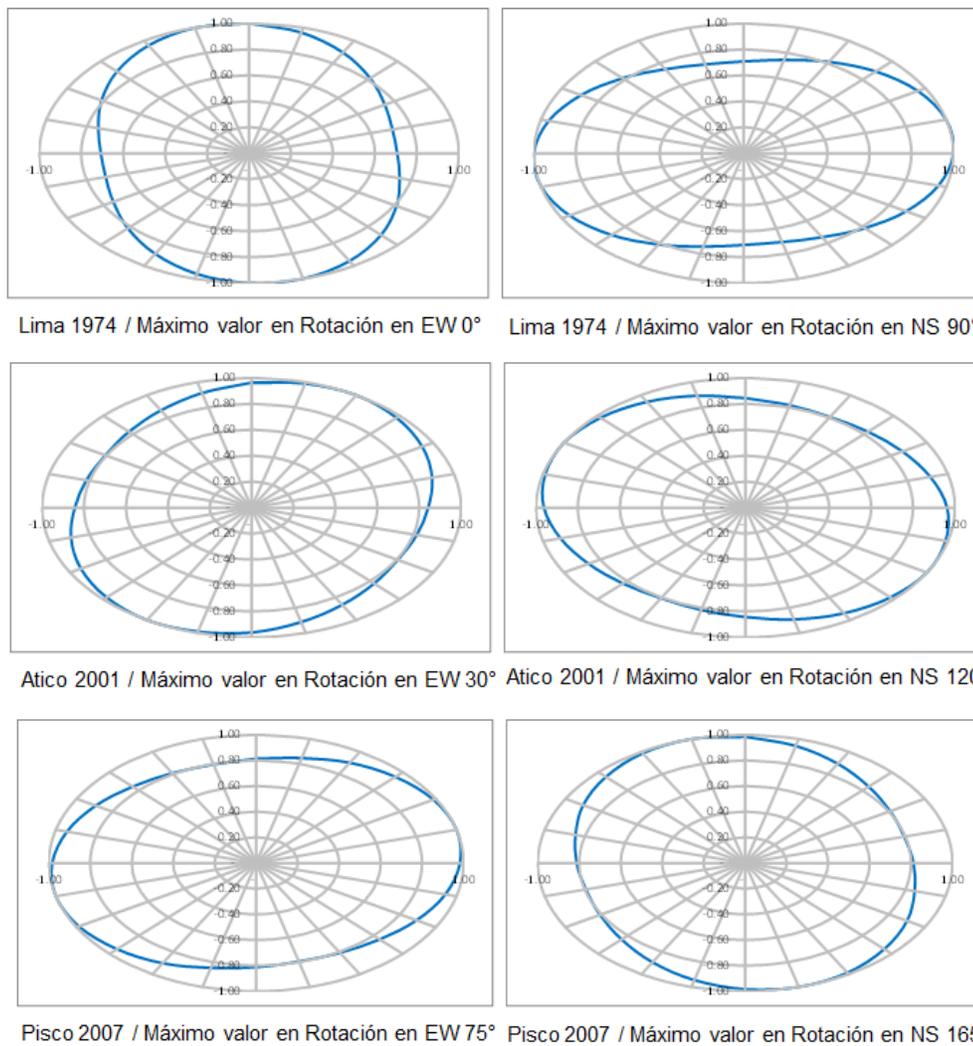


Figura N° 5.4. Rotación de sismos para la determinación de su máxima intensidad de Arias

La Figura 5.5 presenta los espectros de respuesta y espectros de amplitudes de Fourier de los sismos originales rotados, en donde se observa los rangos de frecuencia de cada sismo, así como los periodos predominantes ( $T_p$ ) y periodo promedio ( $T_m$ ). El periodo predominante ( $T_p$ ) es definido como el periodo de vibración correspondiente al valor máximo del espectro de respuesta de aceleración y el periodo promedio ( $T_m$ ) es definido como el periodo que toma un promedio de los periodos en el espectro de Fourier, ponderando cada periodo por el cuadrado de su amplitud de Fourier (Rathje *et al.* (1998)).

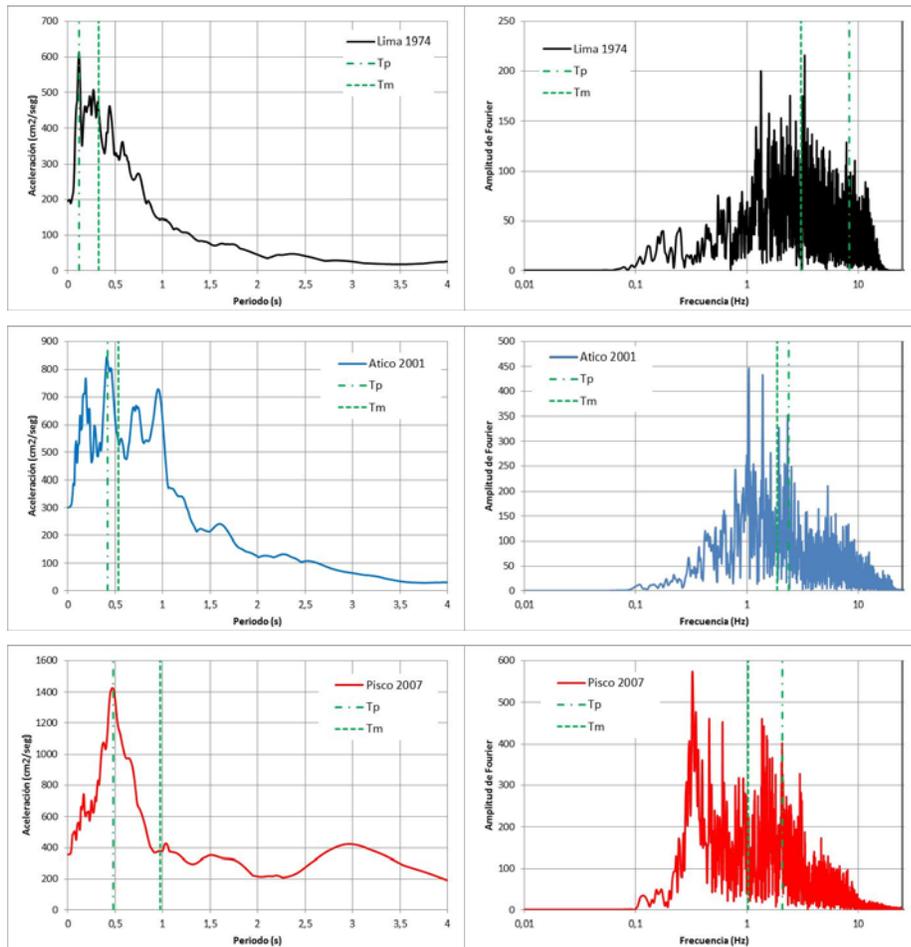


Figura N° 5.5. Sismos originales rotados en su máximo valor de intensidad de Arias. Espectros de respuesta y espectros de amplitudes de Fourier mostrando el  $T_p$  y  $T_m$ .

Se observa que para el sismo de Lima 1974, se presentan valores de  $T_p$  de 0,12 seg (8,33 Hz) y  $T_m$  de 0,326 seg (3,07 Hz), para el sismo de Atico 2001, se presentan valores de  $T_p$  de 0,42 seg s (2,38 Hz) y  $T_m$  de 0,534 seg s (1,87 Hz) y

para el sismo de Pisco 2007, se presentan valores de  $T_p$  de 0,48 s seg (2,08 Hz) y  $T_m$  de 0,975 s seg (1,02 Hz).

Finalmente, la Tabla 5.2 presenta el resumen de los sismos a ser utilizados en el análisis de respuesta sísmica 1D en el programa DeepSoil. Se describe los valores de periodo predominante y periodo medio, así también los valores de PGA e intensidad de Arias para los escalamientos lineales anteriormente mencionados de 0,18g, 0,36g y 0,45g. La Figura 5.6 presenta los espectros de respuesta y espectros de amplitudes de Fourier de los sismos escalados linealmente para los niveles de intensidad baja, media y alta, presentados en sus valores absolutos.

Tabla 5.2. Resumen de sismos utilizados en el análisis de respuesta sísmica 1D

Parámetros del sismo	Parámetros	Unidad	Lima 1974	Atico 2001	Ica 2007
Contenido de frecuencias	Periodo predominante ( $T_p$ )	seg	0,12	0,42	0,48
	Periodo medio ( $T_m$ )	seg	0,33	0,53	0,98
Amplitudes originales del sismo rotado	PGA	g	0,199	0,307	0,362
	Intensidad de Arias	m/seg	1,336	2,955	3,746
Amplitud Caso 1	PGA	g	0,18		
	Intensidad de Arias	m/seg	1,096	1,014	0,924
Amplitud Caso 2	PGA	g	0,33		
	Intensidad de Arias	m/seg	3,683	3,409	3,104
Amplitud Caso 3	PGA	g	0,45		
	Intensidad de Arias	m/seg	6,848	6,339	5,772

**Abreviaturas:**

PGA: Aceleración horizontal pico

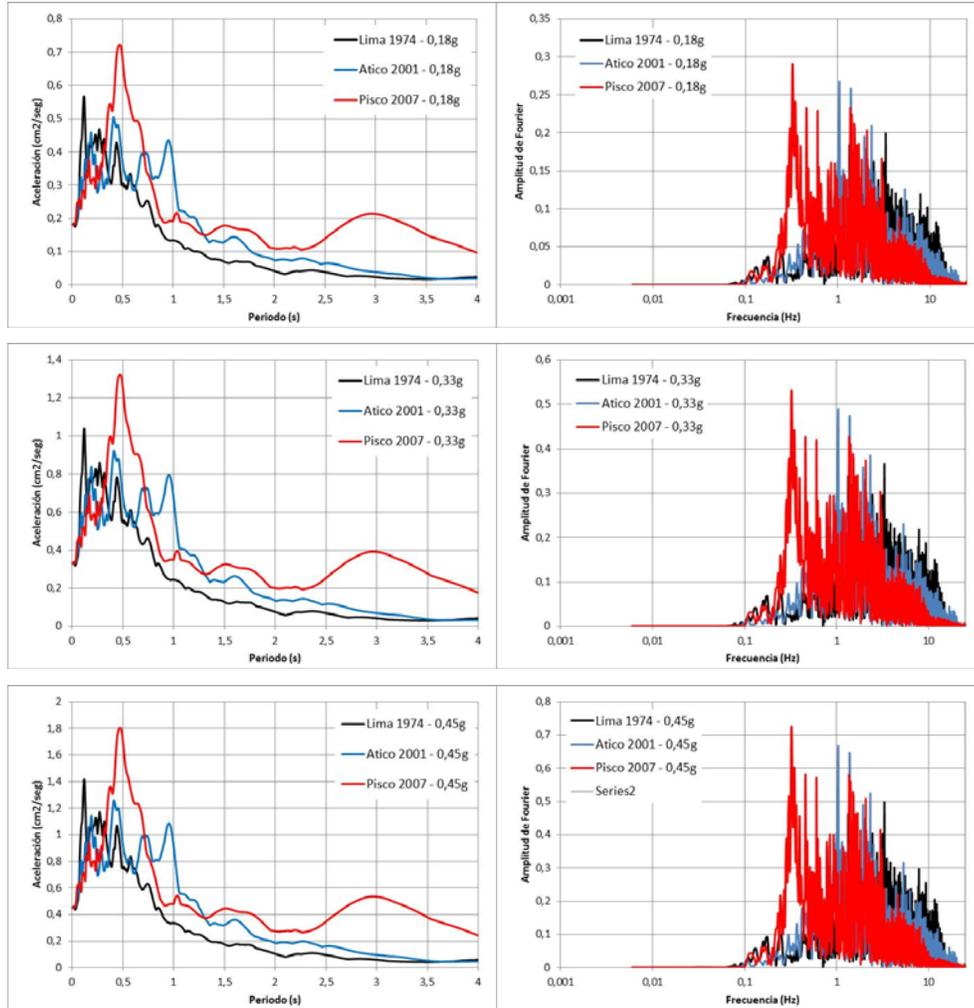


Figura N° 5.6. Sismos escalados linealmente y utilizados para el análisis de respuesta 1D. Espectros de respuesta y espectros de amplitudes de Fourier.

#### 5.4 SENSIBILIDAD 4: TIPO DE ANÁLISIS

Los diferentes enfoques en como el suelo es modelado, y como resultado su respuesta de sitio, es dependiente del tipo de análisis LEQ o NL realizado. Estos tipos de análisis serán comparados para observar las diferencias en sus resultados. Es creíble a considerar que los análisis NL proporcionarán resultados más realistas en comparación a los LEQ y en especial para mayores aceleraciones sísmicas. Así también se realizarán análisis lineales elásticos (L) con la finalidad de observar el grado de influencia de las curvas dinámicas del suelo cuando se comparen con los análisis LEQ y NL.

De acuerdo a las diferentes condiciones para realizar el análisis de respuesta de sitio 1D, se ha considerado estas 4 sensibilidades para realizar un análisis comparativo en los resultados finales, estos resultados permitirán comparar los diferentes tipos de análisis, así como la respuesta de acuerdo al comportamiento dinámico del suelo. Se realizaron un total de 288 análisis de respuesta sísmica 1D para las diferentes condiciones indicadas en la sensibilidad, tal como se indica en la Tabla 5.3, y permitirá llevar a cabo comparaciones a profundidad y detalle de todos los resultados obtenidos.

Tabla 5.3. Total de análisis de respuesta sísmica 1D

Cantidad de perfiles	Cantidad de sismos	Perfiles	Tipo de análisis	Curvas dinámicas	Total
4 (C1, C2, C3, C4)	9	2 (Vs - Materiales A y B)	3 (L, NL, LEQ)	2 (Materiales A y B)	216
			1 (LEQ)	1 (Seed <i>et al.</i> , 1986)	72
<b>Total</b>					<b>288</b>

**Abreviaturas:**

PGA: Aceleración horizontal pico

## 5.5 PROGRAMA DEEPSOIL

Se empleó el programa DeepSoil V6.1.7 (2016), el cual permite realizar el análisis de respuesta sísmica de tipo lineal, lineal equivalente y no lineal en los dominios de las frecuencias y el tiempo. Para el análisis no lineal el programa permite el uso de los modelos mencionados en el ítem 3.4. Asimismo, esta versión permite el uso del modelo GQ/H implementado por Groholski *et al.* (2016) para considerar tanto las curvas dinámicas y la resistencia cortante máxima del suelo y que es parte de parte de esta investigación.

Deepsoil ha sido desarrollado y viene siendo constantemente actualizado por un equipo liderado por el profesor Youssef Hashash de la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, Illinois, Estados Unidos y goza actualmente de una amplia aceptación internacional. A continuación, se describe el funcionamiento del programa, para ello se utilizará la columna C1 utilizada en la sensibilidad como

ejemplo considerando las curvas dinámicas del material obtenido por voladura “A” y los sismos de Lima, Atico y Pisco, esto permitirá proporcionar una metodología para el uso del programa. Todas las columnas generadas se presentan en el Anexo B para mayor detalle. Lo presentado también puede ser revisado en el manual del programa, Hashash *et al.* (2016).

### 5.5.1 Paso 1: Definición del tipo de análisis

El programa está compuesto de varios pasos para guiar al usuario al proceso del análisis de respuesta de sitio, el primero corresponde a definir el tipo de análisis, el cual aparece al hacer clic en el botón *New Profile* que se visualiza en la parte izquierda del programa, tal como se muestra en la Figura 5.7.

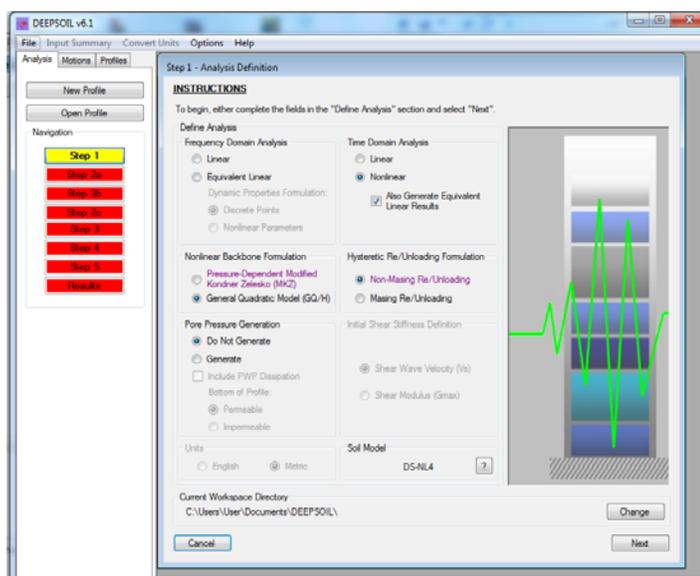


Figura N° 5.7. Programa DeepSoil, Paso 1: Definición del análisis

Para esta investigación se definieron las opciones mostradas en la Figura 5.7, dividido en tres partes: La primera parte corresponde a definir el tipo de análisis ya sea en el dominio de las frecuencias (por un análisis lineal o lineal equivalente) o en el dominio del tiempo (por un análisis lineal, o no lineal). En esta investigación se realizarán el análisis no lineal en el dominio del tiempo, y el análisis lineal equivalente al hacer clic en la opción *Allow Generate Equivalent Linear Results* (permitir general resultado lineal equivalente).

La segunda parte corresponde a definir el tipo de modelo no lineal, sea el modelo MKZ o el modelo GQ/H, siendo este último el elegido, ya que considera la resistencia cortante máxima del suelo, además, de “no” considerar los criterios de Masing al usar la opción *No-Masing Re/Unloading*, esta opción sigue el enfoque MRDF explicado 3.4.3, para ajustar tanto las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  simultáneamente, cosa que no sería posible si se considera la otra opción *Masing Re/Unloading*.

La tercera parte corresponde a indicar si el tipo de suelo generaría exceso de presión de poros, como es el caso de suelos licuables; este último caso no ha sido parte de la presente investigación ya que estos tipos de suelos granulares son no licuables, por lo cual se consideró la opción de *Do not Generate*, estando activada por defecto.

### 5.5.2 Paso 2: Definición del perfil de suelo y propiedades del modelo

Luego de definir el tipo de análisis, se procede a crear el perfil de suelo y las variables del modelo. El ejemplo de la columna C1 considerando las propiedades del material obtenido por voladura “A” se presenta en la Figura 5.8.

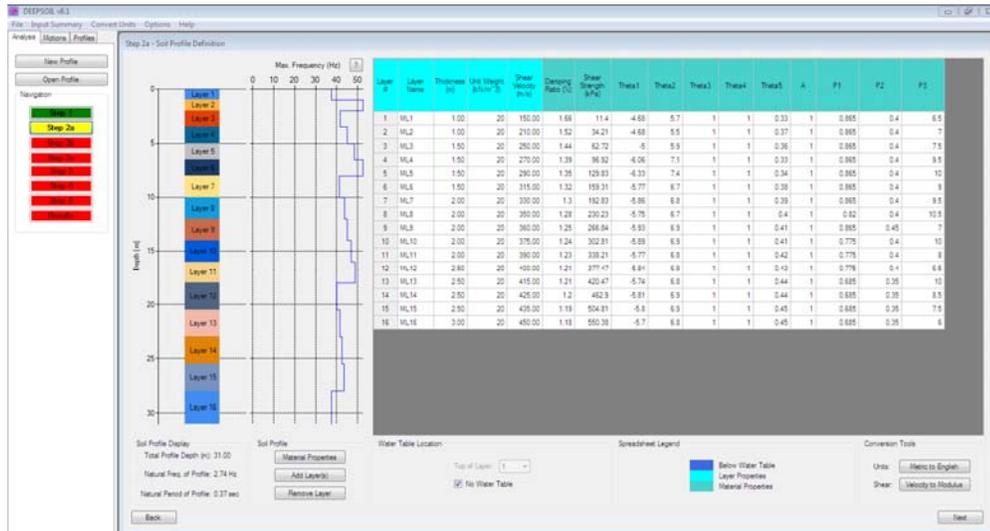


Figura N° 5.8. Programa DeepSoil, Paso 2: Definición del perfil de suelo

Hacia el lado izquierdo de la imagen se muestra una interpretación gráfica del perfil de suelo, creado luego de haber adicionado las variables de las cuatro (4)

primeras columnas: *Layer Name* (nombre del estrato), *Thickness* (espesor), *Unit Weight* (peso unitario) y *Shear Velocity* (velocidad de corte). Debajo del perfil se muestra la altura total, la frecuencia natural y el periodo natural del suelo.

De acuerdo al ejemplo se muestra 16 estratos, los cuales fueron divididos de manera que cada estrato pueda propagar una frecuencia máxima de 25 Hz, tal y como se indica en la gráfica a la derecha del perfil de suelo, donde se presenta frecuencias máximas de hasta 30 Hz. Esta frecuencia está relacionada con el contenido de frecuencias del sismo de entrada, por lo tanto, la frecuencia máxima de cada estrato será mayor o menor dependiendo del contenido de frecuencias del sismo, por lo cual esto requerirá de una menor o mayor cantidad de estratos en orden de optimizar el análisis y de asegurar un análisis correcto, en el cual se permite la propagación total del contenido de frecuencias del sismo, Hashash *et al.* (2010).

Luego de definido el perfil y antes de obtener las variables del modelo, se define la resistencia cortante máxima del suelo (*Shear Strength, kPa*) de la columna 6, que se obtiene de multiplicar el confinamiento promedio del suelo por la tangente del ángulo de fricción dinámico.

Luego, se ingresa las propiedades dinámicas del suelo a cada estrato del perfil para que posteriormente el programa determine las variables del modelo GQ/H.

La Figura 5.9 presenta al estrato 8 de la columna. Las propiedades dinámicas del suelo se ingresan en la parte media superior, donde existen tres pestañas: *Sand*, *Clay* y *User Defined*. Las dos primeras permiten obtener curvas dinámicas de literatura, como es el caso de las curvas de Seed e Idriss (1970), Vucetic y Dobry (1991), Darendeli (2001), Menq (2003) entre otros. La tercera opción permite ingresar valores propios definidos por el usuario, la cual fue usada para ingresar las propiedades definidas por el modelo que ajusta los ensayos de laboratorio.

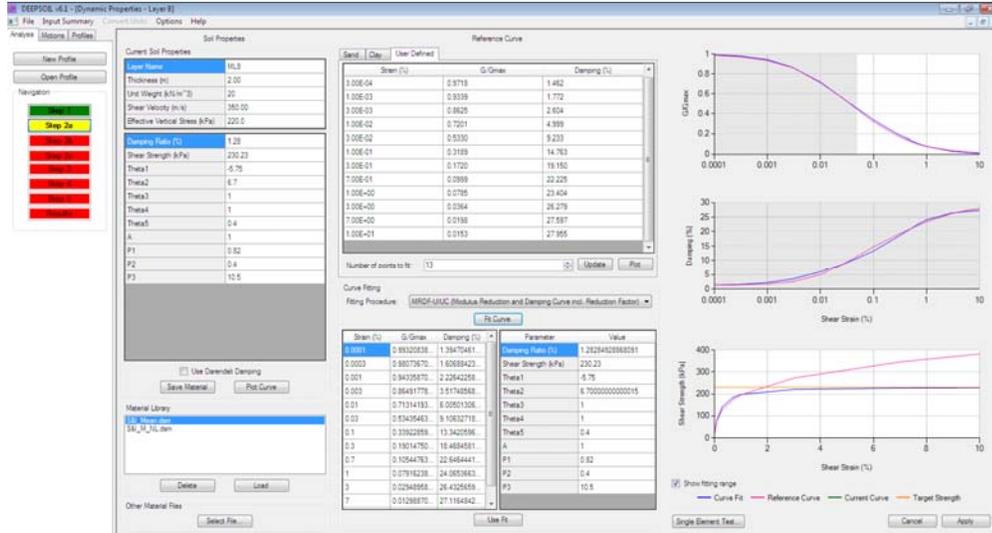


Figura N° 5.9. Programa DeepSoil, Paso 2: Propiedades del modelo

Luego de ingresado los valores se hace *click* en *Plot*, ubicado debajo de los valores ingresados, se graficará las curvas de la derecha en color rosado con la resistencia cortante implícita del suelo que presenta estas curvas. Posteriormente, se hace *click* en *Fit Curve* para que el programa determine las variables que ajusten las curvas dinámicas y también la resistencia del suelo simultáneamente, los valores determinados se presentarán debajo, asimismo, se graficará en color azul las curvas que definen el modelo del estrato.

### 5.5.3 Paso 3: Definición de la roca y el semi espacio

Luego de definido el perfil de suelo junto con las propiedades del modelo, se define las propiedades de la roca y del semi espacio (*half-space*) a ser considerado para la parte inferior de la columna de análisis. La Figura 5.10, presenta las opciones ingresadas.

*Elastic Half Space* fue ingresado debido a la localización en la cual los sismos fueron registrados. En general, los sismos en la mayoría de los análisis de ingeniería son movimientos registrados en afloramiento o superficie del terreno, por lo que usar una base elástica en corcondante. En caso de registro sísmicos obtenidos en el interior de un depósito, se considera usar la opción de *Rigid Half-Space*.

Posterior a definir *Elastic Half Space*, se ingresa las *propiedades elásticas del suelo*.

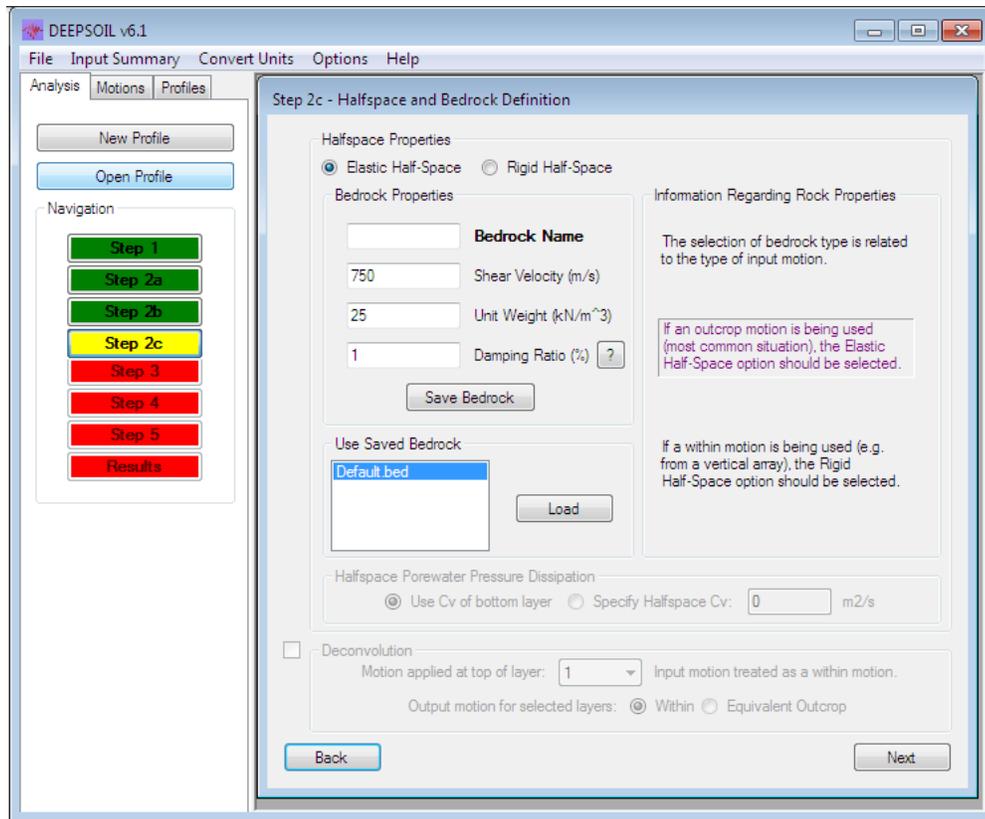


Figura N° 5.10. Programa DeepSoil, Paso 3: Propiedades del semi espacio (*Half-Space*)

#### 5.5.4 Paso 4: Selección de estratos de salida y sismos

En este paso posterior, se definen los sismos a ser usados en el programa y los estratos de salida para la información de registro tiempo-historia de aceleraciones. En la Figura 5.11 se presenta el estrato 1 activo el cual será usado para realizar las comparaciones con los otros casos de análisis de sensibilidad, asimismo, se presentan los 9 sismos definidos en el ítem 5.3. El programa presenta cuatro gráficos, en el cual se muestra el tiempo-historia de aceleraciones, velocidades, desplazamientos e intensidad de Arias. Así también se presenta una segunda pestaña donde se puede observar el espectro de aceleraciones y espectro de amplitudes de Fourier y una tercera pestaña donde se presenta la respuesta espectral tripartita.

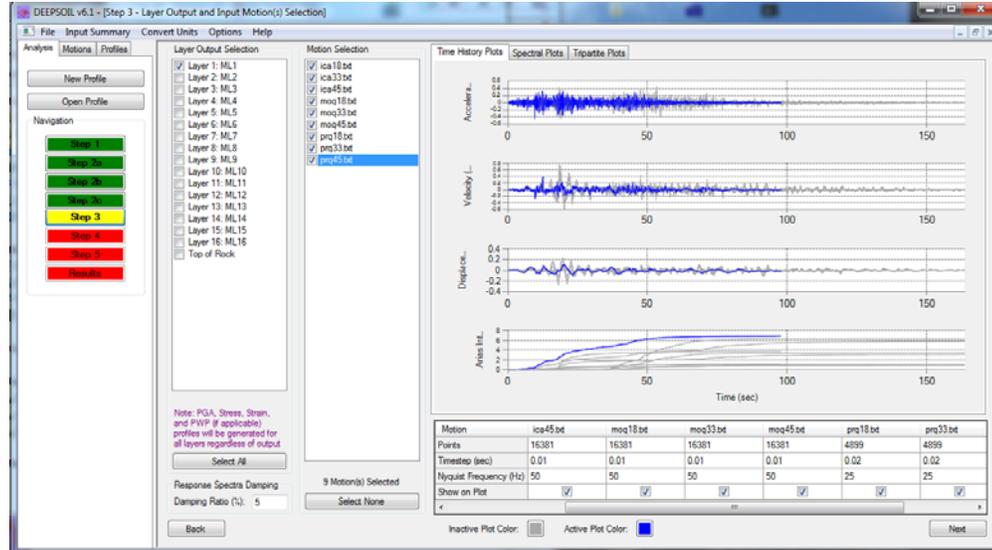


Figura N° 5.11. Programa DeepSoil, Paso 4: Selección de estratos de salida y sismos

### 5.5.5 Paso 5: Definición de la formulación del amortiguamiento viscoso (pequeñas deformaciones)

En el análisis no lineal se requerirá definir cómo será modelado el amortiguamiento mínimo del suelo que trabaja para pequeñas deformaciones. Principalmente, esta variable ha sido considerada en muchos programas de modelamientos numéricos dependiente de la frecuencia, donde es modelado considerando la formulación de Rayleigh, siendo una desventaja en los análisis no lineales ya que introduce amortiguamiento a diferentes contenidos de frecuencias, pudiendo sobreestimar o subestimar el valor de amortiguamiento mínimo del estrato de suelo y en consecuencia no obteniendo resultados reales en los análisis no lineales. Phillips y Hashash (2009) introdujeron la formulación de amortiguamiento independiente de la frecuencia; esta nueva metodología remueve la limitación del amortiguamiento de Rayleigh y ha sido implementado en el programa Deepsoil, siendo una ventaja del programa en comparación a otros programas que realizan estos tipos de análisis.

Esta parte del programa, que se presenta en la Figura 5.12, permite al usuario definir el tipo de formulación del amortiguamiento viscoso, ya sea dependiente (Rayleigh) o independiente de la frecuencia, siendo este último recomendado en el programa y utilizado para esta investigación. En caso se requiera del uso del

amortiguamiento de Rayleigh, se debe especificar los valores de frecuencias o modos del suelo, y que depende principalmente del sismo de entrada, así como el periodo natural del suelo (Park y Hashash, 2004).

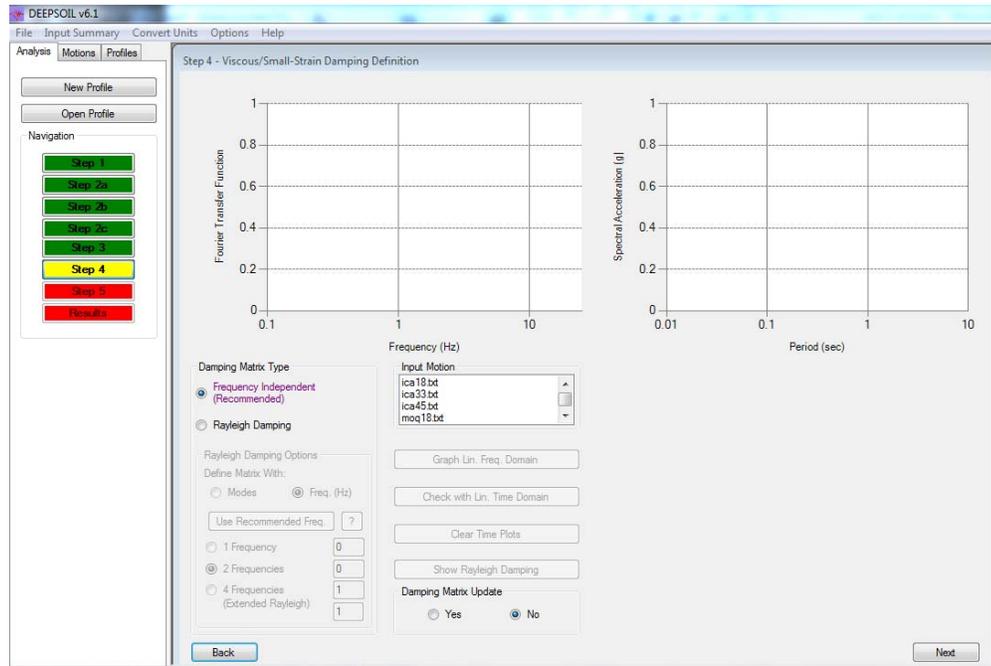


Figura N° 5.12. Programa DeepSoil, Paso 5: Definición del amortiguamiento viscoso

### 5.5.6 Paso 6: Parámetros de control del análisis

La última parte para poder iniciar con el análisis corresponde a los controles que serán usados durante el análisis lineal equivalente y no lineal (Figura 5.13). Las variables consideradas se encuentran por defecto en el programa; para el caso del análisis lineal equivalente, se define 15 números de iteraciones para la convergencia, además de considerar una deformación efectiva del 65% y el módulo de corte independiente de la frecuencia, variables similares a las definidas por el programa SHAKE91. Para el análisis no lineal, el esquema de subdivisión flexible para una deformación máxima de 0,05% es considerado en el análisis por defecto ya que este proporciona resultados precisos y confiables a un costo de cómputo mínimo en comparación a las otras alternativas que da el programa (Hashash y Park, 2001).

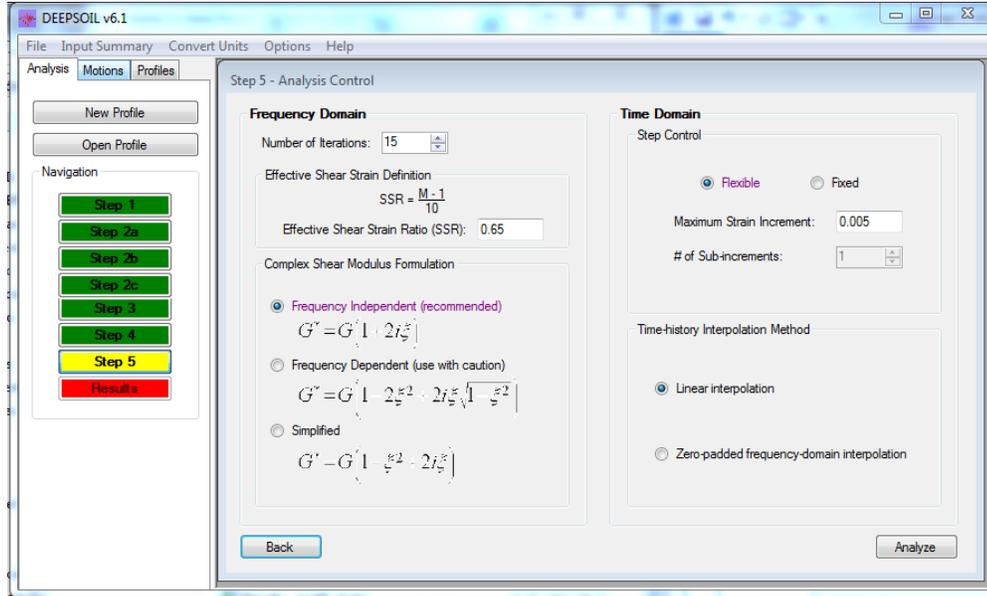


Figura N° 5.13. Programa DeepSoil, Paso 6: Parámetros de control del análisis

Luego de relizar los pasos mencionados, se procede con el análisis en el programa, la Figura 5.14 presenta el cálculo interno del Deepsoil para determinar el tiempo-historia de aceleraciones de salida en la superficie. Los resultados fueron obtenidos en formato Excel que el programa provee como resultado final, los que fueron procesados para realizar las comparaciones posteriores y que se presenta en el item posterior.

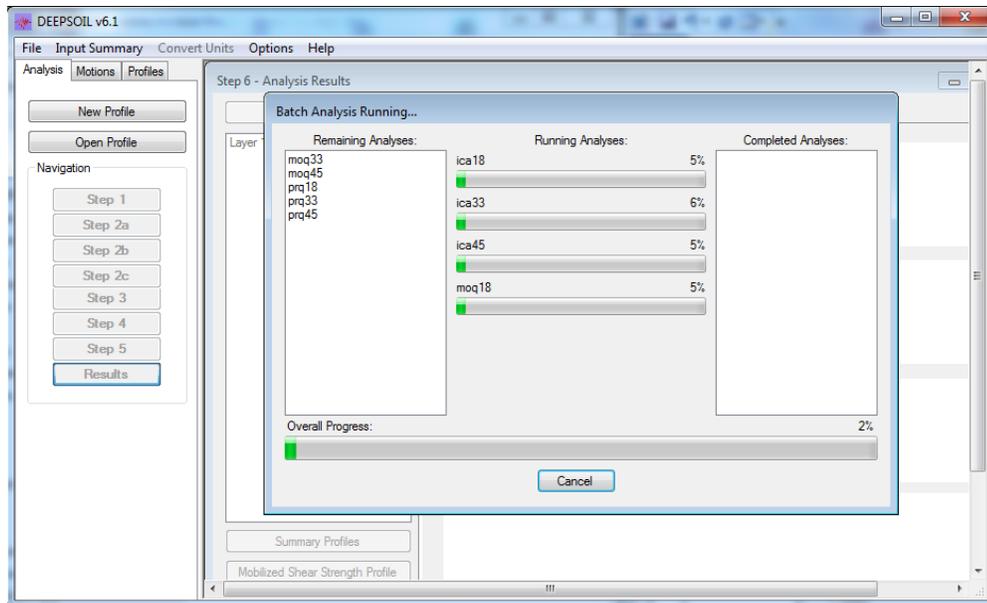


Figura N° 5.14. Programa DeepSoil, Paso 6: Parámetros de control del análisis

## 5.6 ANÁLISIS COMPARATIVO

Las diferentes características descritas en los ítems 5.1 al 5.4 fueron introducidos en el programa Deepsoil, los resultados obtenidos se presentan en el Anexo C en donde se describe los resultados de acuerdo al siguiente orden:

- Los resultados de los análisis están divididos en tres (3) partes: el primero corresponde a los resultados para el material obtenido por voladura “A”, donde se compararán los resultados en función al tipo de análisis, alturas de las columnas y tipos de sismo, en las gráficas será indicado con código “A”, segundo corresponde a los resultados presentados para el material chancado, con código “B” y con comparaciones similares a del material “A”. La tercera y última parte presenta comparaciones entre los materiales “A” y “B” y también con resultados obtenidos con la curva promedio de Seed *et al.* (1986).
- Se presentan los resultados de los sismos comenzando por Lima 1974, Atico 2001 y finalmente por Pisco 2007, y con las escalas indicadas de 0,18g y 0,36g y 0,45g.
- En cada sismo se presentarán los resultados de las 4 columnas de análisis y que serán indicados en las gráficas con código P1 para la columna 1, P2 para la columna 2, P3 para la columna 3 y P4 para la columna 4. Este código será posterior al código del material.
- También en las gráficas se presentan el tipo de análisis realizado, el código L corresponde al análisis lineal, NL para no lineal y LEQ para el lineal equivalente.
- Por ejemplo, el código AP2-Lima18-LEQ corresponde al material obtenido por voladura (A), en la columna 2 (P2), del sismo rotado de Lima y escalado linealmente a 0,18g de PGA (Lima18), para el análisis lineal equivalente (LEQ).
- Los gráficos se presentan de dos diferentes maneras, la primera presentada en la izquierda corresponde a resultados en aceleraciones (en g) y la segunda en la derecha corresponde a resultados en factores de amplificación (en relación al sismo ingresado).
- Los gráficos a su vez presentan cuatro líneas: una línea roja continua que corresponde al periodo predominante del sismo ( $T_p$ ), una línea roja

discontinua que corresponde al periodo medio del sismo ( $T_m$ ), un rango de líneas negras discontinuas que va del rango del periodo del sismo ( $T_s$ ) al periodo del sismo degradado e igual a un máximo de  $1,5T_s$ , siendo este un valor referencial promedio hacia donde se obtendrían las máximas amplificaciones por degradación del suelo (Bray y Travasarou, 2007). Estas líneas son mostradas en los gráficos para observar y definir a que se deben los efectos de las amplificaciones en los resultados.

#### 5.6.1 Resultados obtenidos en el material obtenido por voladora “A” y chancado “B”

A continuación, se dan comentarios a las diferencias observadas y que se presentan en el Anexo C:

- Los resultados obtenidos para el material obtenido por voladura “A” se presentan de la página 1 a la página 23, mientras que los resultados obtenidos para el material chancado “B” se presentan de la página 24 a la página 46. Si bien los resultados y comparaciones en cada material son diferentes, se puede describir el mismo comportamiento en ambos, por lo cual solo se presentarán las comparaciones para el material “A”. En el siguiente subcapítulo se describirán las comparaciones entre ambos materiales, para poder describir los resultados para el material “B”.
- Los resultados observados para el sismo de Lima (de la página 2 a 7) permiten identificar que en general los análisis NL presentan menores valores de aceleraciones espectrales que los análisis LEQ para periodos mayores de 0,1s. Sin embargo, se presentan diferencias a periodos por debajo de 0,1s con resultados mayores en los análisis NL, esto sugiere que existe influencia de las altas frecuencias en el sismo ingresado generando mayores aceleraciones en los análisis NL y que los análisis LEQ no capturan tal efecto.
- Las diferencias para los periodos por debajo de 0,1s también permiten ver que los cambios se presentan cerca del periodo de 0,04s o lo que es también una frecuencia de 25 Hz, frecuencia máxima transferida por la columna de análisis como fue considerado en el análisis y descrito en el ítem 5.5. Por lo tanto, esto indica que en caso de considerar análisis con

registros sísmicos con contenido de frecuencias por encima de 25 Hz se debe considerar una mayor frecuencia transferida en la columna de análisis para capturar las amplificaciones que se puedan obtener al realizar un análisis NL.

- Para la columna 1 (página 2) se observa que las diferencias entre los análisis LEQ y NL son mayores a medida que aumenta la intensidad del sismo y con mayores diferencias cerca del periodo 0,1s, siendo este valor cercano al periodo del sismo ( $T_p$ ) del Lima, además se presentan mayores diferencias en el periodo degradado del suelo ( $1,5T_s$ ).
- Para las columnas 2, 3 y 4 (páginas 3 a 5), los resultados de los análisis NL y LEQ son más próximos. Sin embargo, menores diferencias se presentan entre ambos, con menores valores en el análisis NL, entre los periodos de 0,1s y 1s, aumentando a mayores intensidades sísmicas.
- Estas primeras cuatro (4) páginas que muestran los resultados del sismo de Lima permiten observar que los mayores factores de amplificación se presentan cerca del periodo natural del suelo ( $T_s$ ). También se observa que en ese rango los mayores factores de amplificación se desplazan hacia la derecha a medida que incrementa la intensidad del sismo para todas las columnas analizadas, y que se debe a una mayor degradación del suelo y por ende a un periodo mayor, y es donde se presenta la mayor amplificación. Ambos análisis NL y LEQ capturan el máximo factor de amplificación en el mismo periodo degradado.
- La página 6 presenta las diferencias de los análisis NL a diferentes columnas, se puede observar que, en general, mayores aceleraciones espectrales son esperadas en la columna 1 (C1) en relación a las otras columnas, y que esto se debe a que hay aceleraciones espectrales mayores cerca al periodo natural del suelo para C1 en comparación a las otras columnas; cabe notar que las otras columnas C2, C3 y C4 presentan similares factores de amplificaciones en su periodo natural como se observa en las gráficas (en el rango de 2,4 a 2,0), sin embargo, en valores absolutos no son significativos ya que la influencia del sismo a mayores periodos no presenta altos valores de aceleraciones que los que se presenta para la columna C1.
- Se resalta que las gráficas normalizadas en la página 6, permiten observar el desplazamiento hacia la derecha de los mayores factores de

amplificación producto del mayor periodo de la columna de suelo en el análisis.

- Por lo tanto, se concluye que los mayores factores de amplificación presentan un desplazamiento hacia la derecha producto de un mayor periodo del suelo y también por una mayor intensidad sísmica.
- Las gráficas normalizadas del sismo de Lima permiten identificar bajos factores de amplificación cerca del periodo de 0,1s, siendo este valor cerca del periodo del sismo ( $T_p$ ) de Lima y disminuye a medida que aumenta la intensidad del sismo y aumenta la altura de la columna.
- De acuerdo a la página 6, los mayores factores de amplificación del sismo de Lima para un PGA de 0,18g varía en promedio de 2,4 a 2,1, para un PGA de 0,33g varía en promedio de 2,3 a 2,0 y para un PGA de 0,45g varía en promedio de 2,1 a 2,0. Se observa además que para los análisis de 0,45g del sismo de Lima los mayores factores de amplificación de las columnas C1 y C2 se asemejan.
- La página 7 presenta las diferencias de los análisis LEQ a diferentes columnas, similar a lo presentado en la página 6. Los resultados son muy similares en comportamiento, pero con mayores factores de amplificación.
- Para el sismo de Atico (que va desde la página 8 hasta la 13) se observan resultados similares a los obtenidos en el sismo de Lima, donde los análisis NL, en general, presentan menores valores que los análisis LEQ y que la diferencia aumenta a mayores intensidades, para periodos superiores a 0,1s. Así también como ya fue mencionado, los resultados del análisis NL por debajo de 0,1s son mayores que los del LEQ, considerando que este último análisis no es posible de capturar este efecto.
- Se observa además el mismo comportamiento de desplazamiento hacia la derecha de los mayores factores de amplificación a medida que aumenta la intensidad del sismo, debido a una mayor degradación del suelo. De manera similar, ambos análisis NL y LEQ capturan el máximo factor de amplificación en el mismo periodo degradado.
- De manera similar, se observan mayores aceleraciones espectrales en la columna C1 en relación a las demás columnas pero solo hasta el periodo de 0,6s, para un periodo mayor las columnas C2 y C3 presentan mayores valores de aceleraciones espectrales, lo cual se debe a la influencia del sismo de Atico en estas columnas, ya que este sismo presenta un periodo

fundamental ( $T_s$ ) más alto que el de Lima y por lo tanto sus aceleraciones espectrales se mantienen a mayores periodos que los que se presentan en el sismo de Lima, siendo estos coincidentes con los periodos de las columnas C2 y C3.

- La página 12 permite observar que existe bajos factores de amplificación cerca del periodo 0,15s para el sismo de Atico, a diferencia que el presentado en el sismo de Lima y cerca de 0,1s. Se permite observar que existe diferencia de donde ocurre este bajo factor entre el análisis LEQ (presentado en la página 13) y en análisis NL, y que también esto ocurre en el sismo de Lima.
- Los mayores factores de amplificación son iguales y cercanos a 2,5 y con los factores similares para las columnas 1 y 2, siendo factores superiores pero cercanos al obtenido sismo de Lima.
- Resultados similares se presentan en el sismo de Pisco que va desde la página 14 hasta la 19).
- Comparaciones adicionales se pueden observar comparando los sismos ingresados en la misma columna, estos se presentan en las páginas 20 a 23, se obtiene lo siguiente:
  - El mayor valor de aceleración espectral se presenta en el sismo de Pisco.
  - Se puede observar que para la columna C1 (página 20), en general el espectro de aceleraciones del sismo de Pisco es el mayor espectro.
  - Para el caso de las demás columnas C2, C3 y C4, para periodos mayores a 0,7s el espectro de aceleraciones de Atico empieza a ser mayor, lo cual se debe a las mayores aceleraciones que se presentan en este sismo original en comparación a los otros sismos y los efectos de sitio que está relacionado al periodo natural del suelo.
  - Se observa que los factores de amplificación son muy similares en el rango cercano al periodo del suelo, se puede mencionar un rango general de periodos 0,3s a más. Para periodos inferiores se observa diferencias, considerándose dependientes del sismo y que se debe a sus contenidos de frecuencias.

### 5.6.2 Comparación entre materiales y curvas de la literatura

- Se presentan los resultados comparativos entre los materiales obtenidos por voladura “A”, chancado “B”, utilizando datos de ensayos de laboratorio y curvas existentes en la literatura usando las curvas de Seed *et al.* (1986) entre las páginas 47 a 59. Los resultados obtenidos considerando los ensayos de laboratorio serán indicados con las iniciales “Lab” y los obtenidos considerando las curvas de Seed *et al.* (1986) serán indicados con “Lit”.
- Comparaciones entre los materiales “A” y “B” permiten observar que los resultados obtenidos para el material chancado “B” presentan mayores aceleraciones espectrales. Las dos razones principales son: La primera corresponde al comparar los factores de amplificación para los análisis lineales (L) de ambos materiales, en donde se observa que el material “B” presentaría mayores amplificaciones que las del material “A”, mientras que la segunda se debe a las diferencias entre los análisis L y NL, en donde se observa que es más cercano para el material chancado “B”, un ejemplo particular se muestra en la Figura 5.15.
- Se puede observar que los resultados obtenidos para material por voladura “A” presenta factores de amplificación del orden de 2 a 2,5 como máximas, mientras que en el material chancado “B” varía del orden de 3 a 3,5.
- El efecto de las diferencias entre los análisis L y NL es propio de las curvas dinámicas consideradas. Para el caso del material chancado “B”, que fue estudiado en el capítulo 4 presenta un comportamiento de no mucha degradación y casi lineal a bajas e intermedias deformaciones, esta menor degradación del suelo da como resultado que los análisis NL sean cercanos a los análisis L.
- Así también, la Figura 5.15 y como en todas las gráficas presentadas en el Anexo C, se permite observar que el cambio del periodo producto de la degradación del suelo es mayor en el material “A” que en el material “B”, ya que el material “A” permite una mayor degradación que el “B”, nuevamente, esto debido a las curvas dinámicas reales que presenta cada material.
- La linealidad del material “B” permite que existan picos de amplificación que no se observan en el material “A” por debajo del periodo natural y que

corresponden a los otros periodos del suelo. Estos picos dan como resultado que el material “B” presente mayores aceleraciones espectrales en otro periodo que los que se obtienen en el material “A”, como es el caso de los sismos de Lima y Atico.

- Se puede observar que ambos materiales generan amplificaciones en altas frecuencias en los análisis NL, lo cual no se ha observado para los análisis LEQ, este efecto se observa en los espectros para bajos periodos.
- Por último, y como se mencionó anteriormente, los factores de amplificación en cada material independiente del sismo, presentan un comportamiento similar, desde periodos de 0,3s a más, sin embargo, para periodos inferiores se observa diferencias, considerándose dependientes del sismo y que se debe a la ubicación de sus contenidos de frecuencias.

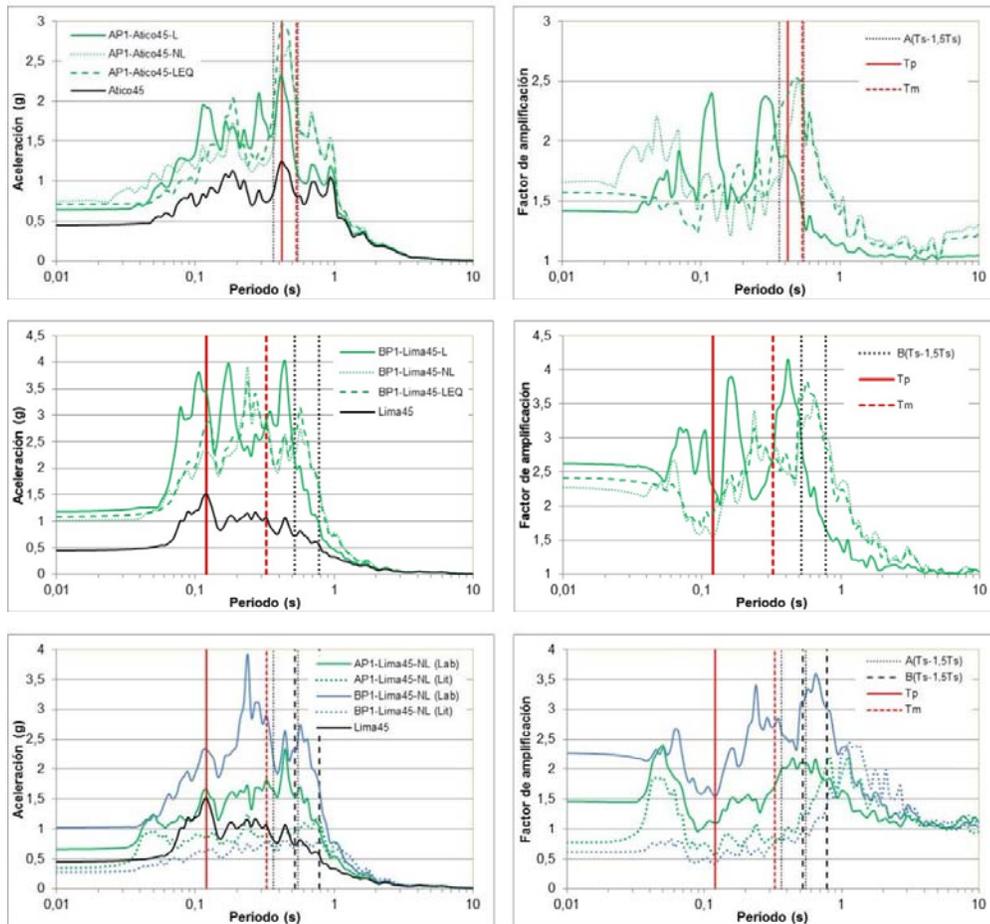


Figura N° 5.15. Resultados obtenidos del análisis de respuesta para el caso del sismo de Lima, con escalamiento lineal al PGA de 0,45g.

- De acuerdo con los otros análisis considerando la curva de la literatura de Seed *et al.* (1986) se observa que este proporciona resultados muy inferiores a los que se obtendrían considerando las curvas reales del suelo. La razón de ello se debe a que las curvas promedio de Seed *et al.* (1986) presentan mayores degradaciones a las reales para ambos materiales y altos valores de amortiguamiento, como se presenta en las Figuras 5.2 y 5.3. Así también hay que mencionar que estas curvas son únicas y que no consideran dependencia de la presión de confinamiento, siendo curvas estimadas para un confinamiento promedio de 50 kPa, según Darendeli (2001).
- Comparaciones entre los análisis del material “A” y “B” considerando las curvas de Seed *et al.* (1986) permiten observar que los factores de amplificación presentan una magnitud muy similar, con mayor degradación en el material “B” producto del que se observa un mayor periodo de amplificación que en el material “A”, lo que viene relacionado a los menores valores de  $V_s$  del material “B” en comparación al material “A”.
- Estas mayores degradaciones en el material chancado “B” considerando las curvas de Seed *et al.* (1986) da como resultados menores aceleraciones espectrales que los presentados para el material obtenido por voladura “A”, siendo inverso a lo mencionado anteriormente considerando las curvas reales de estos materiales, donde los resultados del material chancado “B” eran mayores.
- Se concluye que existe una gran variabilidad en los resultados de análisis de respuesta de sitio cuando no se consideran las características reales del suelo.
- Los resultados de los materiales obtenido por voladura “A” y chancado “B” usando las curvas de Seed *et al.* (1986) dan como resultado factores de amplificación máxima del orden de 2 hasta 3 en periodos superiores al periodo de suelo. Para periodos inferiores se presentan deamplificaciones del orden de 0,5 a 1.
- Los resultados obtenidos en esta investigación resaltan la necesidad de caracterizar adecuadamente los materiales antrópicos.

## CONCLUSIONES

La investigación realizada en la presente tesis presenta las siguientes conclusiones:

- Actualmente, la información obtenida de los estudios de peligro sísmico, la caracterización de las propiedades dinámicas de los suelos y los softwares existentes, permiten llevar a cabo el diseño sísmico de diferentes estructuras geotécnicas ya que facilita el cálculo de cargas producidas bajo la acción del sismo de diseño, siendo significativo el aporte de la actividad sísmica en nuestra región. Dentro de los diferentes tipos de análisis se presenta al análisis de respuesta de sitio 1D que permite determinar los efectos locales de sitio por el comportamiento dinámico del suelo.
- Se ha revisado un total de 18 referencias bibliográficas entre antiguas y recientes respecto al análisis de respuesta de sitio 1D, el cual se puede llevar a cabo principalmente de dos distintas maneras para considerar el comportamiento no lineal del suelo: El análisis LEQ y el análisis NL. El primero ha sido considerado como computacionalmente sencillo y rápido, realizado en el dominio de las frecuencias y por ende es esencialmente un análisis lineal, pero que considera parámetros degradados (con base en las propiedades dinámicas) de acuerdo a la deformación promedio a la que ha sido sometido el suelo. El segundo es un análisis más complejo, realizado en el dominio del tiempo y por lo tanto permite considerar el comportamiento no lineal del suelo de manera adecuada en todo instante de tiempo y para todo nivel de deformación.
- En el entorno peruano, los análisis de respuesta de sitio 1D usualmente se realizan mediante el análisis LEQ, dejando de lado los análisis NL debido al poco entendimiento de la teoría y las ventajas frente al análisis LEQ, además, es usual considerar curvas dinámicas obtenidas de la literatura referente a suelos naturales. Sin embargo, para el caso de la industria minera los materiales utilizados corresponden a materiales que han requerido procesos antrópicos como voladura y chancado para la construcción de estructuras mineras tales como desmonte de mina, pilas de lixiviación, presas de relaves, presas de almacenamiento de agua, diques de contención, entre otros. De estas estructuras poco se sabe de

su comportamiento debido a la actual limitación de equipos de laboratorio que puedan realizar ensayos de caracterización dinámica de suelos en el mercado peruano, y la despreocupación del sector en analizar el comportamiento real de estos materiales, lo que a la larga genera incertidumbre en los diseños geotécnicos sísmicos de estas estructuras a nivel nacional.

- Se ha revisado un total de 30 referencias bibliográficas entre antiguas y recientes respecto a las propiedades dinámicas del suelo, encontrándose diferentes factores que pueden controlar su comportamiento lineal y no lineal como el tipo de suelo y características como su gradación ( $C_u$ ,  $D_{50}$ ), relación de vacíos, índice de plasticidad, OCR, presión de confinamiento, números de ciclos y amplitud de carga.
- Durante 40 años, se han estimado diferentes curvas dinámicas mediante diferentes técnicas de ensayos de campo y laboratorio y que han sido publicadas en la literatura técnica existente. Los ensayos dinámicos más actuales y revisados en la literatura corresponden a ensayos de columna resonante y corte torsional (RCTS) y ensayo multi-modal de gran escala (MMD). Ensayos cíclicos actuales corresponden a los ensayos triaxiales y ensayos de corte torsional. Se observó que el ensayo RCTS es el único en su género capaz de ensayar una muestra de suelo en el modo dinámico y en el modo cíclico, los resultados de ambos métodos permiten conseguir información más clara sobre el comportamiento dinámico del suelo.
- Se ha revisado en la literatura que los ensayos cíclicos subestiman el valor de  $G_{max}$ , considerando un ajuste hiperbólico para su estimación a bajas deformaciones, lo que conlleva a la sobreestimación de la curva  $G/G_{max} - \log \gamma$ . Esto también se menciona en la norma ASTM D 3999-11. Debido a esto, es mayor aún la relevancia de la aplicación de los ensayos RCTS para estimar deformaciones a menores rangos de deformaciones que permita obtener de manera adecuada las curvas dinámicas del suelo investigado.
- La información existente actualmente en la literatura permite estimar las propiedades dinámicas con base en las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  de suelos finos a medios, como arenas limpias, arenas con altos contenidos de finos, arcillas y limos considerando las ecuaciones de predicción de Darendeli (2001). Su investigación está basada en la

realización de ensayos RCTS en la universidad de Texas en Austin (UTA) en 110 muestras inalteradas. Asimismo, esta investigación fue la primera en considerar una modificación en las reglas de Masing para poder ajustarse a las curvas de razón de amortiguamiento, el mismo que se consideró para modelos no lineales como el presentado por Phillips y Hashash (2009).

- Del mismo modo, para el caso de materiales granulares, se observa que existe una gran variabilidad e incertidumbre en la determinación de sus propiedades dinámicas en la literatura revisada. Menq (2003) permitió capturar esta variabilidad considerando al  $C_u$  como parámetro fundamental en el comportamiento del suelo, además de considerar variables como  $D_{50}$ ,  $e$  y  $\sigma'_v$ . Al igual que Darendeli (2001), Menq (2003) desarrolló una ecuación de predicción para estimar las curvas dinámicas en suelos arenosos y gravosos, utilizando para ello ensayos RCTS y MMD en 58 muestras reconstituidas. Esta investigación fortalece la necesidad de realizar ensayos dinámicos y cíclicos en suelos gravosos para tener menor incertidumbre en los resultados de su comportamiento dinámico y por ende en su respuesta de sitio.
- Se ha llevado a cabo la revisión de diferentes modelos NL, que a diferencia de los modelos LEQ, las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$  no son las únicas variables del modelo, ya que la primera curva considera una resistencia al corte implícito que no es la verdadera resistencia del suelo. Los modelos NL permiten acoplar ambas curvas dinámicas con la resistencia última del suelo, de este modo, se puede modelar el comportamiento no lineal del suelo hasta niveles altos de deformación.
- Dentro de los modelos NL revisados, el modelo GQ/H de Groholski *et al.* (2016) es el modelo más práctico desarrollado actualmente, haciendo notar que los otros modelos NL vienen a ser modelos particulares o casos específicos del modelo GQ/H. Así también, se resalta la rapidez y sencillez para ser usada en comparación a otros modelos, en el que no se toma mucho tiempo para caracterizar numéricamente un estrato de suelo.
- La investigación realizada llevó a cabo la revisión de las propiedades dinámicas de suelos antrópicos para dos casos de estudio: el primer material obtenido por voladura (material "A") y el segundo material obtenido por chancado (material "B"). Ambos estudios permitieron profundizar el

entendimiento sobre el comportamiento dinámico para estos tipos de suelos, debido a la limitada información en la literatura existente y a que no se ha reportado diferencias con los obtenidos en suelos naturales, resaltando así su incertidumbre.

- La información de los materiales de los casos de estudio fue obtenida con base en investigaciones geotécnicas de campo y ensayos de laboratorio correspondientes a: muestreo, ensayos de densidad de campo y determinación *in situ* de la distribución granulométrica global, ensayos de clasificación SUCS, ensayos triaxiales consolidado drenado (CD), ensayos de columna resonante y corte torsional, y ensayos triaxiales cíclicos. Todos estos ensayos permitieron obtener una caracterización óptima de ambos minerales, con lo cual se realizaron comparaciones a detalle con la literatura existente.
- Los ensayos combinados de RCTS y triaxiales cíclicos realizados para los materiales obtenidos por voladura y chancado permiten obtener una adecuada caracterización de su comportamiento no lineal, en lo que se obtuvieron deformaciones desde  $1 \times 10^{-5}\%$  hasta 1,4% para el primero y de  $3,5 \times 10^{-6}\%$  a 1,0% para el segundo.
- Respecto a los ensayos triaxiales cíclicos, para un control adecuado de las mediciones de deformación, es necesario que este ensayo se realice bajo mediciones internas. Así también, ensayos realizados a esfuerzos controlados son más representativos para bajas deformaciones que para desplazamientos controlados, siendo ambos ensayos registrados en el rango de intermedias y grandes deformaciones. Esta observación se da ya que mediciones considerando esfuerzos controlados representan la condición real a ocurrir, sin embargo, se torna complicado para altas deformaciones.
- Comparaciones en el comportamiento lineal entre los materiales, concluye que los materiales obtenidos por voladura presentan mayores valores de  $G_{max}$  y  $D_{min}$  que en los materiales chancados (Figura 4.7), atribuyéndose a las muy amplias diferencias de densidades y relación de vacíos, relacionado posiblemente al tipo de material y el proceso de obtención.
- Para el comportamiento no lineal en la curva  $G - \log \gamma$ , los valores obtenidos para el material obtenido por voladura son mayores que el material chancado hasta una deformación de 0,02% a 0,03% (Figura 4.8),

igualmente, debido a efectos de densidad y relación vacíos. Para deformaciones mayores el comportamiento tiende a ser similar o inverso, lo cual indica que los materiales chancados a pesar de presentar valores iniciales bajos de  $G$ , presentan una menor degradación a comparación de los materiales obtenidos por voladura.

- En las curvas  $G/G_{max} - \log \gamma$  y  $D - \log \gamma$ , el material chancado presenta menor degradación que el material por voladura. Asimismo, el efecto de confinamiento aumenta la linealidad de ambos materiales, siendo más notorio para los materiales por voladura, y con pocos cambios para el material chancado (Figuras 4.9 y 4.10).
- Comparaciones de datos obtenidos de la literatura existente entre los materiales investigados permite mostrar que es posible estimar parámetros dinámicos y curvas dinámicas para el material obtenido por voladura considerando las formulaciones de Menq (2003) y las propiedades físicas del material hasta deformaciones de 0,01%, sin embargo, se debe considerar valores muy dispersos de  $D_{min}$  por efectos de saturación que no fueron considerados por Menq (2003) (Figura 4.13). Caso contrario ocurre para el material chancado utilizando Menq (2003) ya que se esperaría mayor degradación que los materiales obtenidos por voladura (debido al efecto de  $Cu$ ), sin embargo, los materiales chancados presentan un comportamiento inverso y con menor degradación, siendo Menq (2003) incapaz de predecir su comportamiento (Figura 4.14). Para ambos materiales no se presentaron buenas similitudes con las curvas de Seed et al. (1986), curvas que se han usado por mucho tiempo en los análisis de respuesta de sitio 1D y que por lo tanto, proporcionarían resultados incorrectos en este caso.
- De acuerdo a la revisión bibliográfica realizada se conoce que los materiales chancados son materiales muy inusuales en la literatura. Senetakis *et al.* (2012) y (2013) identifican que la geología, asociada a la mineralógica y morfología son factores adicionales que afectarían el comportamiento dinámico del suelo, ya que a pesar que materiales volcánicos (con alta relación de vacíos y bajos valores de densidad) y cuarzosos presenten una misma gradación, su comportamiento dinámico es distinto, con bajos valores de  $G_{max}$  y  $D_{min}$ , y su mayor comportamiento lineal en las curvas dinámicas para el material volcánico. Se ha observado

también en la literatura (Parra *et al.*, 2016) que materiales volcánicos y obtenidos por voladura pueden comportarse de manera similar a los obtenidos por Menq (2003). Una revisión del material chancado identificó que corresponde a un material volcánico, por tanto, se concluyó que el comportamiento dinámico del suelo va más allá del proceso antrópico, sino además de la geología del material.

- Se ha concluido en esta investigación que materiales cuarzosos, ya sean naturales, artificiales obtenidos por voladura o chancado, presentarán un comportamiento de sus propiedades dinámicas similar a los que se encuentran en la literatura. Sin embargo, para materiales volcánicos su comportamiento es atípico, lo cual requiere de una amplia investigación para determinar sus características dinámicas.
- Se llevó a cabo la revisión y descripción del programa de computo Deepsoil, en su versión 6.1.7. El programa es útil para realizar el análisis de respuesta sísmica del tipo lineal, lineal equivalente y no lineal, en los dominios de las frecuencias y el tiempo. Además, el programa tiene implementado el modelo GQ/H que constituye actualmente el mejor modelo para los análisis no lineales. Deepsoil viene actualizándose constantemente por un equipo liderado por el profesor Youssef Hashash de la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign, Illinois, Estados Unidos y goza actualmente de una amplia aceptación internacional.
- Se llevó a cabo un análisis de sensibilidad con la finalidad de aplicar el programa Deepsoil y comparar el comportamiento de respuesta de los materiales antrópicos bajo diferentes escenarios específicos como: perfiles de análisis, comportamiento dinámico, características de los sismos de entrada y tipo de análisis, las diferentes condiciones permitieron realizar un total de 288 análisis. Los análisis se llevaron a cabo bajo la información más actualizada en lo que refiere al análisis de respuesta de sitio que ha sido descrito en la presente investigación. Las comparaciones se llevaron a cabo a través de resultados de espectros de respuestas y factores de amplificación obtenidos en los análisis.
- La tendencia de los resultados obtenidos indica que para el mismo tipo de material, sea por voladura o chancado, las diferencias de respuesta sísmica entre análisis LEQ y NL son mayores en el primero a medida que aumenta la intensidad sísmica, sin embargo, las diferencias disminuyen

cuando la profundidad de la columna de análisis aumenta (casos observados desde la columna 2 de 60 m a más). Esta conclusión se debe al tipo de sismo, periodo corto, que debido al efecto de resonancia genera una menor amplificación en el NL. Las observaciones son para periodos superiores a 0,1s en promedio.

- Los análisis permitieron observar que los máximos factores de amplificación se presentarán siempre cerca del periodo natural del suelo, con un desplazamiento por degradación hacia la derecha, es decir a un mayor periodo definido como periodo degradado, a medida que incrementa la intensidad sísmica. Ambos análisis NL y LEQ capturan el máximo factor de amplificación en el mismo periodo degradado.
- Asimismo, en general las máximas aceleraciones espectrales se observan en la columna con periodo natural más cerca al periodo natural del sismo.
- Comparaciones en el análisis NL con los sismos utilizados permiten ver que los factores de amplificación son muy similares para periodos de 0,3s a más. Para periodos inferiores las diferencias son debido al tipo de sismo, debido a sus diferentes contenidos de frecuencias.
- Los resultados permitieron observar que debajo de periodos de 0,1s los análisis NL presentan valores de aceleraciones superiores que los del LEQ, el autor considera que debido al tipo de asunciones consideradas en el análisis LEQ este no es capaz de capturar los efectos observados en el análisis NL.
- Comparaciones de resultados de amplificación sísmica 1D con el método NL entre los materiales "A" y "B" permiten ver que los materiales chancados "B" presentan mayores aceleraciones espectrales, la razón principal radica en las bajas degradaciones observadas en el material chancado debido a un mayor comportamiento lineal observado en sus propiedades dinámicas, lo cual también es observado en el análisis L presentado en el Anexo C.
- Comparaciones de análisis considerando las curvas para gravas de Seed *et al.* (1986) con curvas obtenidas en laboratorio de los materiales antrópicos resultan en que los primeros dan proporcionan resultados de aceleraciones espectrales muy inferiores. Esto se debe a que la curva de la literatura presenta curvas dinámicas con mayor comportamiento no lineal, resultando en mayores degradaciones a las reales para ambos tipos

de materiales y con altos valores de amortiguamiento, resultando en menores amplificaciones.

- Asimismo, comparaciones entre los materiales antrópicos considerando las curvas de Seed *et al.* (1986) se observan mayores aceleraciones espectrales en el material por voladura "A". Las comparaciones son inversas a lo observado considerando en ambos materiales sus propios ensayos de laboratorio.
- Los resultados observados están principalmente relacionados a las curvas dinámicas de los materiales considerados en los análisis, por lo cual es de prioridad caracterizarlos adecuadamente, ya que de no darse el caso, se obtendrían resultados inferiores tal como los observados al utilizar las curvas dinámicas para gravas de Seed *et al.* (1986), obteniendo resultados poco representativos y muy optimistas en relación a su uso para un análisis dinámico de una estructura de tierra.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda llevar a cabo ensayos de laboratorio que permitan determinar las propiedades dinámicas de suelos granulares antrópicos, ya que se ha observado su gran variabilidad no solo en sus propiedades dinámicas sino también en los análisis de amplificación.
- Se recomienda realizar ensayos de compresión triaxial, RCTS y triaxiales cíclicos para obtener una curva dinámica representativa de un material para efectos de un adecuado análisis de respuesta sísmica.
- Para estudios preliminares de respuesta de sitio, se recomienda utilizar las formulaciones de Menq (2003) y Senetakis et al. (2013) para representar las propiedades dinámicas de suelos granulares antrópicos, revisando el proceso de obtención del material, así como sus características físicas y mineralógicas, sin embargo, su precisión será hasta deformaciones de 0,01%, donde el comportamiento plástico del material comienza a influenciar en los resultados. Ensayos posteriores de RCTS y CTX, confirmarían las asunciones preliminares.
- Se recomienda el empleo del programa Deepsoil debido a su constante actualización que permite llevar a cabo análisis de respuesta de sitio lineal, lineal equivalente y no lineal de manera libre, siendo actualizada de manera constante y considerando modelos más sofisticados publicados en la literatura, además de ser aceptado internacionalmente.
- Para el análisis se recomienda generar columnas representativas de la zona de interés sin limitar las columnas hasta los 30 m de profundidad que generalmente es obtenido cuando se realizan ensayos MASW, sino realizar otros ensayos adicionales (MAM por ejemplo) para obtener un perfil completo del suelo. Esta investigación muestra la variabilidad de los resultados de respuesta sísmica 1D debido a la profundidad de la columna de análisis, por lo cual es un factor importante en el resultado.
- Finalmente, se recomienda el uso del modelo NL implementado en el programa conocido como modelo GQ/H (Groholski *et al.* 2016) ya que permite realizar el análisis NL de manera práctica y sencilla capturando el comportamiento no lineal del suelo hasta niveles de grandes deformaciones (falla).

- Se recomienda revisar información de materiales antrópicos en relaves e investigar las diferencias al utilizar las curvas de la literatura (Seed e Idriss, 1970; Darendeli, 2001 y otros).
- Se recomienda comparar los resultados obtenidos en esta investigación con análisis dinámicos 2D y 3D, con programas sofisticados que realicen adecuadamente estos tipos de análisis, considerando modelos que capturen el comportamiento dinámico del suelo para todo rango de deformación.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D3999 / D3999M-11e1, Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus, ASTM international, West Conshohocken, PA, 2011.
- Badsar S.A., Schevenels M., Haegeman W. y Degrande G. (2010). "Determination of the damping ratio in the soil from SASW tests using the half-power bandwidth method". Geophysical Journal International, vol. 182, no. 3, pp 1493-1508.
- Borja R.N. y Pretell A.R. (2012). "Comparación de curvas del módulo de corte con resultados triaxiales cíclicos y análisis de respuesta sísmica". XX congreso nacional de ingeniería civil y VIII congreso internacional de ingeniería civil. Huaraz, Perú.
- Bray J.D. y Travasarou T. (2007). "Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements". J. Geotech. Geoenviron. Eng., 133(4), 381-392.
- Castillo J. y Alva J. (1993). "Peligro sísmico en el Perú". VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelo e Ingeniería de Cimentaciones. Lima, Diciembre.
- Charca O., Gamarra C. y Parra D. (2019). "Selection of subduction ground motion prediction equations for seismic hazard assessment in Peru" XVI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Cancun – México.
- Darendeli M. B. (2001). "Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves". Tesis Doctoral, University of Texas at Austin, Austin.
- De La Hoz, K. (2007). "Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos". Tesis de Ingeniero Civil y Magister. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- Dorador, L. (2010). "Análisis experimental de las metodologías de curvas homotéticas y corte en la evaluación de propiedades geotécnicas de suelos gruesos". Tesis de Ingeniero Civil y Magister. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.

- Drnevich V.P. (1967) "Effect of strain history on the dynamic properties of sand". Tesis doctoral, Universidad de Michigan.
- Drnevich V.P. (1972) "Undrained cyclic shear of saturated sand". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 96, No. SM2, pp. 453-469.
- El Mohtar, Chadi S. (2015). Comunicación personal.
- Gamarra C. y Aguilar Z. (2009). "Nuevas fuentes sismogénicas para la evaluación del peligro sísmico y generación de espectros de peligro uniforme en el Perú". CISMID, UNI, Lima, Perú.
- Gesche, R. (2002). "Metodología de evaluación de parámetros de resistencia al corte de suelos granulares gruesos". Tesis de Ingeniero Civil. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- Groholoski D.R., Hashash Y.M.A., Kim B., Musgrove M., Harmon J., and Stewart J. (2016). "Simplified Model for Small-Strain Nonlinearity and Strength in 1D Seismic Site Response Analysis". J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, Vol. 142, No. 9.
- Hardin B.O. y Drnevich V.P. (1972a). "Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects". Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Div., ASCE, Vol. 98 No. SM6, June, pp 603-624.
- Hardin B.O. y Drnevich V.P. (1972b). "Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves". Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Div., ASCE, Vol. 98 No. SM7, June, pp 667-692.
- Hashash Y.M. y Park D. (2001). "Non-linear one-dimensional seismic ground motion propagation in the Mississippi embayment" Engineering Geology, 62 (1-3), 185-206.
- Hashash Y.M., Phillips C. y Groholoski D. (2010). "Recent advances in non-linear site response analysis". Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Paper No. OSP 4.
- Hashash Y.M., Musgrove M.I., Harmon J.A., Groholoski D.R., Phillips C.A., y Park D. (2016) "DEEPSOIL 6.1, User Manual". Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Hatanaka M., Suzuki Y., Kawasaki T. y Endo M. (1988). "Cyclic undrained shear properties of high quality undisturbed Tokyo gravel". Soil and Found., Tokyo, Japan, 28(4), 57-68.

- Hatanaka M. y Uchida A. (1995). "Effects of test methods on the cyclic deformation characteristics of high quality undisturbed gravel samples". Static and dynamic properties of gravelly soils, Geotech. Spec. Pub. No. 56, ASCE, Reston, Va. 136-161.
- Hynes M.E., Wah R.E., Donaghe R.T. y Tsuchida T. (1988). "Seismic stability evaluation of Folsome Dam and reservoir project. Department of the Army. Water Experiment Station, Corps of Engineers 1988. Report No.4, Mormon Island Auxiliary dam-phase I. Technical report GL-87-14.
- Ishibashi I., y Zhang X. (1993). "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay". Soils and Foundations, 33(1), 182-191.
- Ishihara K., Yoshida N. y Tsujino S. (1985). "Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading". Proc. 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Japan, 373-380.
- Ishihara K. (1996). "Soil behavior in earthquake geotechnics" Oxford Science Publications.
- Iwasaki T., Tatsouka F. y Takagi Y. (1978). "Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading". Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, pp. 39-56.
- Keene, Andrew K. (2015). Comunicación personal.
- Kokusho T. (1980). "Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range". Soils and Foundations, Vol. 20, No. 2, pp. 45-60.
- Kokusho T. y Tanaka Y. (1994). "Dynamic properties of gravel layers investigated by in-situ freezing sampling". Ground failures under seismic conditions, Geotech. Spec. Publ. No. 44, ASCE, Reston, Va., 121-140.
- Kondner R.L. y Zelasko J.S. (1963). "Hyperbolic stress-strain formulation of sands". 2nd pan American Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sao Paulo, Brazil, 289-324.
- Kramer S. L. (1996). "Geotechnical earthquake engineering". Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J.
- Stewart J. P., Kwok A. O. L., Hashash Y. M. A., Matasovic N., Pyke R. y Wang Z. (2008). "Benchmarking of Nonlinear Geotechnical Ground Response Analysis Procedures". PEER Report 2008/04, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 186 pp.

- Laird J.P. y Sotkoe K.H. (1993). "Dynamic properties of remolded and undisturbed soil samples test at high confining pressure". GR93-6, Electric Power research institute.
- Lee M.K.W. y Fin W.D.L. (1978). "DESRA-2, Dynamic efective stress response analysis of soil deposits with energy transmitting boundary including assesment of liquefaction potential". Soil Mechanics Series No. 36, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 60 p.
- Masing G. (1926) "Eigenspannungen und Verfestigung beim Masing". Second International Congress of Applied Mechanics, Zurich, Switzerland, 332-335.
- Matasovic N. (1993). "Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits". Tesis Doctoral, University of California, Los Angeles.
- Menq F. Y. (2003). "Dynamic properties of sandy and gravelly soils". Tesis Doctoral. University of Texas at Austin, Austin, Texas.
- Newmark N.M. (1959). "A method of computation for structural dynamics". Journal of the engineering Mechanics Division, 85, 67-94.
- Ni S.H. (1987). "Dynamic properties of sand under true triaxial stress states from resonant column/torsional shear tests". Tesis doctoral. University of Texas at Austin, Austin, Texas.
- Norma Técnica Peruana NTP E030 (2016). EL PERUANO, Enero, Lima, Peru.
- Park D., y Hashash Y. M. (2004). "Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis". Journal of Earthquake Engineering, 8(2), 249-274.
- Parra D., Reyes A., Ayala R., Stokoe K., Jaffal H., El mohtar C. (2016) "On the dynamic properties of leached ore and mine waste" Proceedings of Heap Leach Mining Solutions, Lima, Perú.
- Phillips C., y Hashash Y. M. (2009). "Damping formulation for nonlinear 1D site response analyses". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29(7), 1143-1158.
- Pyke R. (1979). "Nolinear soil models for irregular cyclic loadings". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT6, 715 - 726.

- Rathje E.M., Abrahamson N. y Bray J.D. (1998). "Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124(2): 150-159.
- Rathje E.M. y Bray J.D. (1999). "An examination of simplified earthquake-induced displacement procedures for earth structures". *Canadian Geotechnical Journal* 1999; 36:72-87.
- Richart J.E. Jr., Hall J.R. y Woods R.O. (1970). "Vibrations of soils and foundations". Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 414 pp.
- Rollins K. M., Evans M. D., Diehl N. B., y Daily W. D. (1998) "Shear modulus and damping relationships for gravels". ASCE. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, No. 5, pp 396-405.
- Schnabel P. B., Lysmer J. L., y Seed H. B. (1972). "SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites". EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
- Seed H. B., Wong R. T., Idriss I. M. y Tokimatsu, K. (1984) "Moduli and Damping factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soil". Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley. Report No. EERC 84-14.
- Seed H. B., Wong R. T., Idriss I. M. y Tokimatsu, K. (1986) "Moduli and Damping factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soil". *J. of Geotech. I Engr.*, ASCE, Vol. 112, No. GT11, pp. 1016- 103.
- Seed H. B. e Idriss I. M. (1969) "Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes". ASCE *J Soil Mech Found Div*, 95, 99-137.
- Seed H.B. e Idriss I.M. (1970). "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis". Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley.
- SENCICO. (2016). "Actualización del programa de cómputo orientado a la determinación del peligro sísmico en el país". Perú.
- Senetakis K., Anastadiadis A., Pitilakis K. (2012). "The small-strain shear modulus and damping ratio of quartz and volcanic sands". *Geotech. Testing J.* 35 (6), 1-17.
- Senetakis K., Anastadiadis A., Pitilakis K. (2013). "Normalized shear modulus reduction and damping ratio curves of quartz sand rhyolitic crushed rock. *Soils and Foundations*, 53(6): 879-893.

- Stokoe K.H. II, Darendeli M.B., Andrus R. D. y Brown L.T. (1999). "Dynamic soil properties: laboratory, field and correction studies". Seco e Pinto, (ed), Proceedings, Second Int. Conf. On Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon. 21-25 June 1999, (3): pp. 811-845, Rotterdam, Balkema.
- Stokoe K.H. II, Darendeli M.B., Menq F.Y. y choi W.K. (2004). "Comparison of the linear and nonlinear dynamic properties of gravels, sands, silts and clays". SDEE/ ICEGE 2004.
- Sun J.I., Golesorkhi R., y Seed H.B. (1988). "Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils," Report, UCB/EERC-88/15, Univ. of California at Berkeley, 48 pp.
- Swaisgood J.R. (2003) "Embankment dam deformations caused by earthquakes". 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering.
- Travasarou T., Bray J. y Abrahamson N. (2003). "Empirical attenuation relationship for Arias Intensity" Earthquake Engng Struct. Dyn. 2003; 32: 1133-1155.
- Vucetic M. (1990). "Normalized behavior of clay under irregular cyclic loading". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, 29 - 46.
- Vucetic M. y Dobry R. (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No.1.
- Weston T.R. (1995). "Effect of grain size and particle distribution on the stiffness and damping of granular soils at small-strain". Tesis de maestria. University of Texas at Austin, Austin, Texas.
- Yasuda N. y Matsumoto N. (1993). "Dynamic deformation characteristics of sand and rockfill materials". Can. Geotech. J., Ottawa, Canada, 30, 747-757.
- Yee E., Stewart J. y Tokimatsu K. (2013). "Elastic and large-Strain nonlinear seismic site response from analysis of vertical array recordings". ASCE. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 139, pp 1789-1801.

## ANEXOS

## **ANEXO A**

-

## **Resultados de ensayos de laboratorio**

Nombre del Proyecto: -

 Cód. de Muestra: **PM-LA14-01**  
 Profundidad (m): **Superficial**  
 Zona: **Pad de Lixiviación Fase 1 y 2**  
 Descripción: **Material Tipo "A" /  
 obtenido por voladura**

 N° de Muestra: **M-1**  
 N° de Proyecto: **AND-MIN-IFT-1112.10.23-IBF5-003**  
 N° de Informe: **LAB-14.10.102**  
 Fecha: **24/12/2014**

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulad
3"	76,200	100,0
2"	50,800	98,5
1 1/2"	38,100	83,8
1"	25,400	66,5
3/4"	19,050	54,8
1/2"	12,700	40,5
3/8"	9,525	34,4
N°4	4,760	23,2
N°10	2,000	19,2
N°20	0,850	17,6
N°40	0,425	16,2
N°100	0,150	8,5
N°200	0,075	4,6

Partículas >3" (%)	---
Grava (%)	<b>76,8</b>
Arena (%)	<b>18,7</b>
Limos y Arcillas (%)	<b>4,6</b>

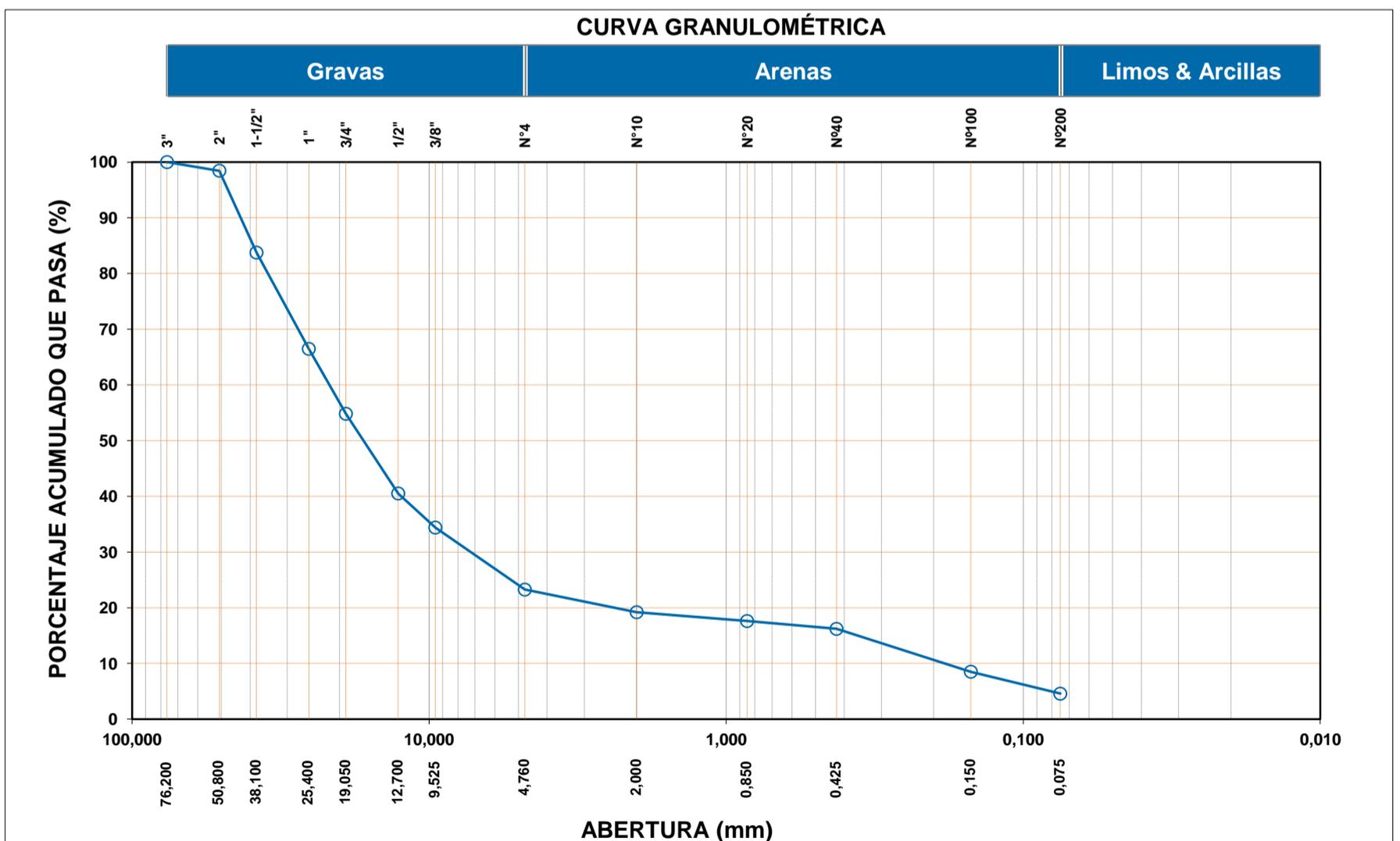
D <sub>10</sub>	<b>0,18</b>
D <sub>30</sub>	<b>7,25</b>
D <sub>60</sub>	<b>21,65</b>
Cu	<b>117,77</b>
Cc	<b>13,20</b>

<b>Límites de Atterberg:</b>	
LL (%)	<b>NP</b>
LP (%)	<b>NP</b>
IP (%)	<b>NP</b>

<b>Humedad (%)</b>	<b>0,2</b>
--------------------	------------

SUCS	<b>GP</b>
------	-----------

**Grava pobremente gradada con arena**


**Observación:**

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por: <b>LS</b>	Ingresado por: <b>JCA</b>	Revisado por: <b>CSM</b>	N° de informe: <b>LAB-14.10.102</b>
--------------------------	---------------------------	--------------------------	-------------------------------------

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

 Cód. de Muestra: **PM-LA14-02**  
 Profundidad (m): **Superficial**  
 Zona: **Pad de Lixiviación Fase 1 y 2**  
 Descripción: **Material Tipo "A" /  
 obtenido por voladura**

 N° de Muestra: **M-1**  
 N° de Proyecto: **AND-MIN-IFT-1112.10.23-IBF5-003**  
 N° de Informe: **LAB-14.10.102**  
 Fecha: **24/12/2014**

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulad
3"	76,200	100,0
2"	50,800	95,6
1 1/2"	38,100	76,4
1"	25,400	55,4
3/4"	19,050	45,2
1/2"	12,700	34,5
3/8"	9,525	29,5
N°4	4,760	21,1
N°10	2,000	16,8
N°20	0,850	15,0
N°40	0,425	13,8
N°100	0,150	9,0
N°200	0,075	6,9

Partículas >3" (%)	---
Grava (%)	<b>78,9</b>
Arena (%)	<b>14,2</b>
Limos y Arcillas (%)	<b>6,9</b>

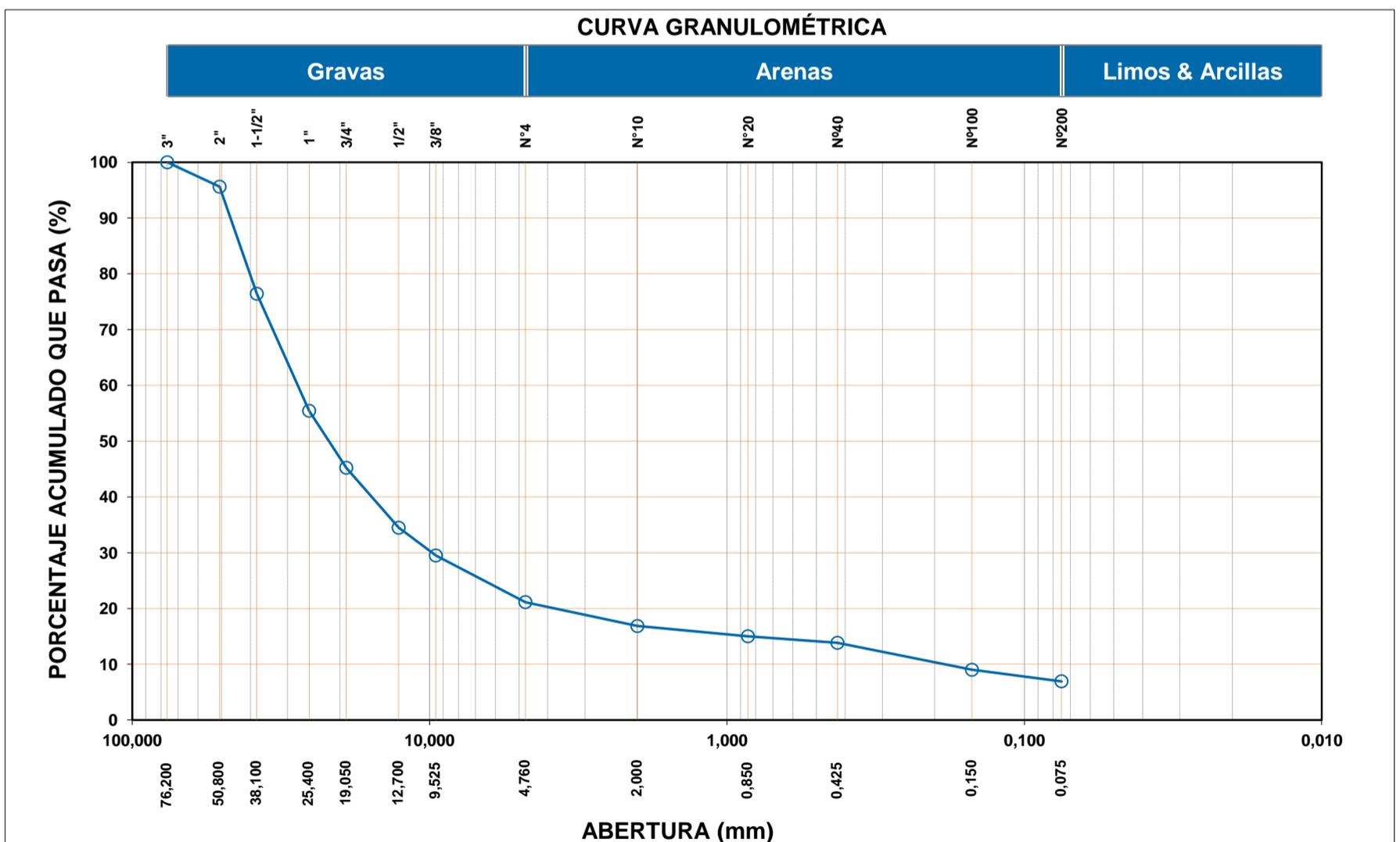
D <sub>10</sub>	<b>0,19</b>
D <sub>30</sub>	<b>9,81</b>
D <sub>60</sub>	<b>27,74</b>
Cu	<b>148,93</b>
Cc	<b>18,63</b>

<b>Límites de Atterberg:</b>	
LL (%)	<b>NP</b>
LP (%)	<b>NP</b>
IP (%)	<b>NP</b>

<b>Humedad (%)</b>	<b>0,8</b>
--------------------	------------

SUCS	<b>GP-GM</b>
------	--------------

**Grava pobremente gradada con limo**


**Observación:**

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

 Realizado por: **LS**      Ingresado por: **JCA**      Revisado por: **CSM**      N° de informe: **LAB-14.10.102**

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra: **Mezcla (PM-LA14-01, 02, 01)**  
 Profundidad (m): **Superficial**  
 Zona: **Pad de Lixiviación Fase 1 y 2**  
 Descripción: **Material Tipo "A" /  
 obtenido por voladura**

Nº de Muestra: **M-1, M-2**  
 Nº de Proyecto: **AND-MIN-IFT-1112.10.23-IBF5-003**  
 Nº de Informe: **LAB-14.10.102**  
 Fecha: **24/12/2014**  
 Observación: **Curva Homotética**

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulad
3"	76,200	100,0
2"	50,800	100,0
1 1/2"	38,100	100,0
1"	25,400	100,0
3/4"	19,050	87,0
1/2"	12,700	75,0
3/8"	9,525	68,0
Nº4	4,760	54,0
Nº10	2,000	36,0
Nº20	0,850	22,0
Nº40	0,425	12,0
Nº200	0,075	4,0

Partículas >3" (%)	---
Grava (%)	46,0
Arena (%)	54,0
Limos y Arcillas (%)	0,0

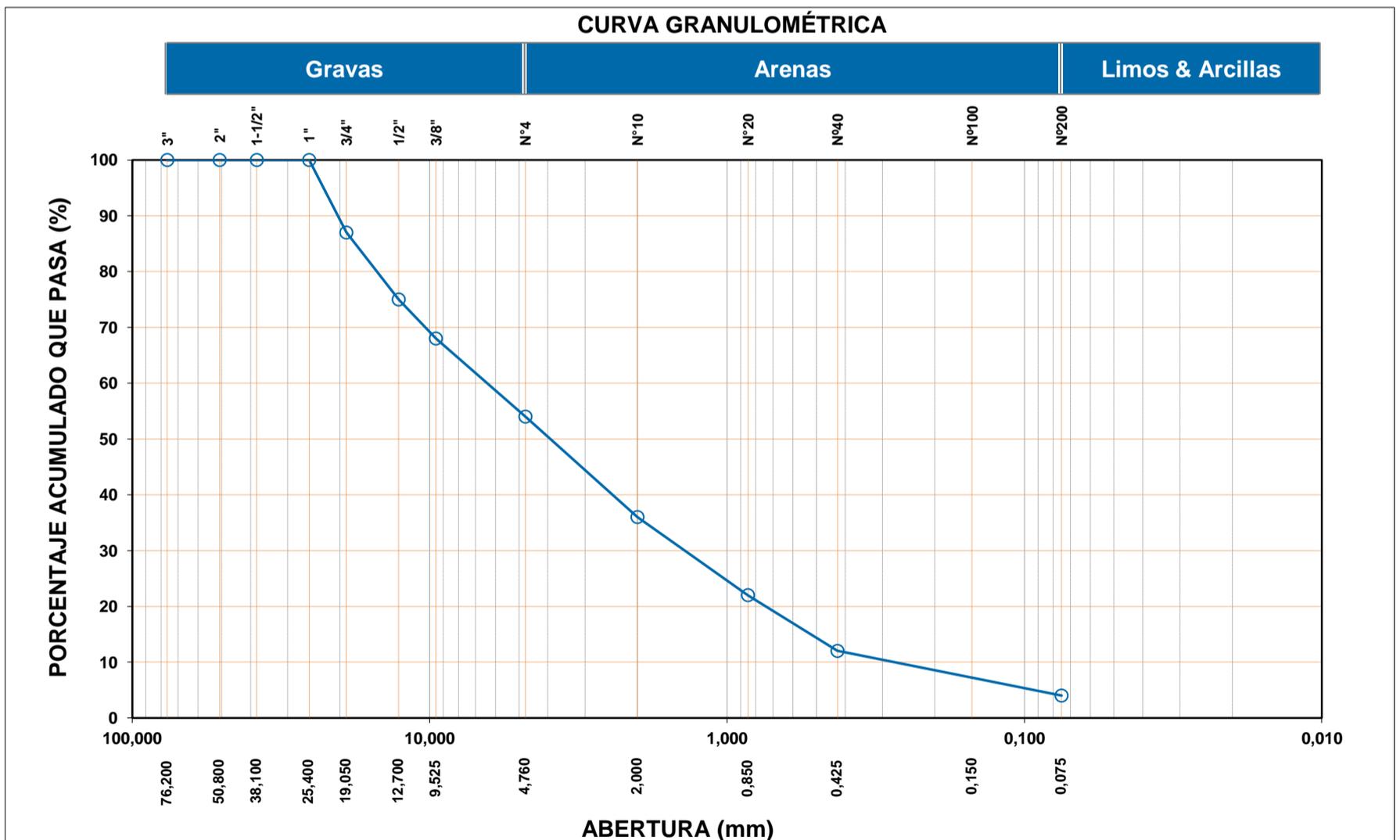
D <sub>10</sub>	0,13
D <sub>30</sub>	1,39
D <sub>60</sub>	6,41
Cu	50,97
Cc	2,38

<b>Límites de Atterberg:</b>	
LL (%)	--
LP (%)	--
IP (%)	--

Humedad (%)	--
-------------	----

SUCS	SW
------	----

**Arena bien gradada con grava**



**Observación:**

Los porcentajes acumulados que pasan fueron indicados por el solicitante .  
**Granulometría armada (curva homotética). Está granulometría no representa las condiciones de campo.**  
 Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por: **MP**      Ingresado por: **JCA**      Revisado por: **CSM**      Nº de informe: **LAB-14.10.102**

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del proyecto: -

Código de muestra:	<b>PM-PU14-201</b>	N° de muestra:	<b>D-1</b>
Profundidad (m):	<b>1,50</b>	N° de proyecto:	<b>1116.10.11</b>
Zona:	<b>Pad de Lixiviación - Lift 9</b>	N° de Informe:	<b>LAB-14.10.052</b>
Descripción:	<b>Material Tipo "B" / obtenido por chancado</b>	Fecha:	<b>10/06/2014</b>

N° de Prueba	1	2	3
(1) Peso Recip + Suelo Húmedo (g)	794,5	802,9	812,2
(2) Peso Recip + Suelo Seco (g)	774,9	781,9	791,4
(3) Peso Recipiente (g)	62,3	60,5	62,2
(4) Peso del Agua (1) - (2)	19,6	21,0	20,8
(5) Peso Suelo Seco (2) - (3)	712,6	721,4	729,2
(6) Humedad (4/5)*100 %	2,8	2,9	2,9
<b>Humedad Promedio (%)</b>	<b>2,8</b>		

**Observación:**

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	N° de informe:
EH	JCA	CSM	LAB-14.10.052

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra: **PM-PU14-202**

Nº de Muestra: **M-1**

Profundidad (m): **1,50**

Nº de Proyecto: **1116.10.11**

Zona: **Pad de Lixiviación - Lift 9**

Nº de Informe: **LAB-14.10.052**

Descripción: **Material Tipo "B" /  
obtenido por chancado**

Fecha: **10/06/2014**

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulado
3"	76,200	100,0
2"	50,800	85,4
1 1/2"	38,100	84,5
1"	25,400	74,7
3/4"	19,050	64,5
1/2"	12,700	54,0
3/8"	9,525	48,2
Nº4	4,760	37,4
Nº10	2,000	28,4
Nº20	0,850	20,0
Nº40	0,425	14,3
Nº100	0,150	8,4
Nº200	0,075	6,0

Partículas >3" (%)	<b>2,0</b>
Grava (%)	<b>62,6</b>
Arena (%)	<b>31,4</b>
Limos y Arcillas (%)	<b>6,0</b>

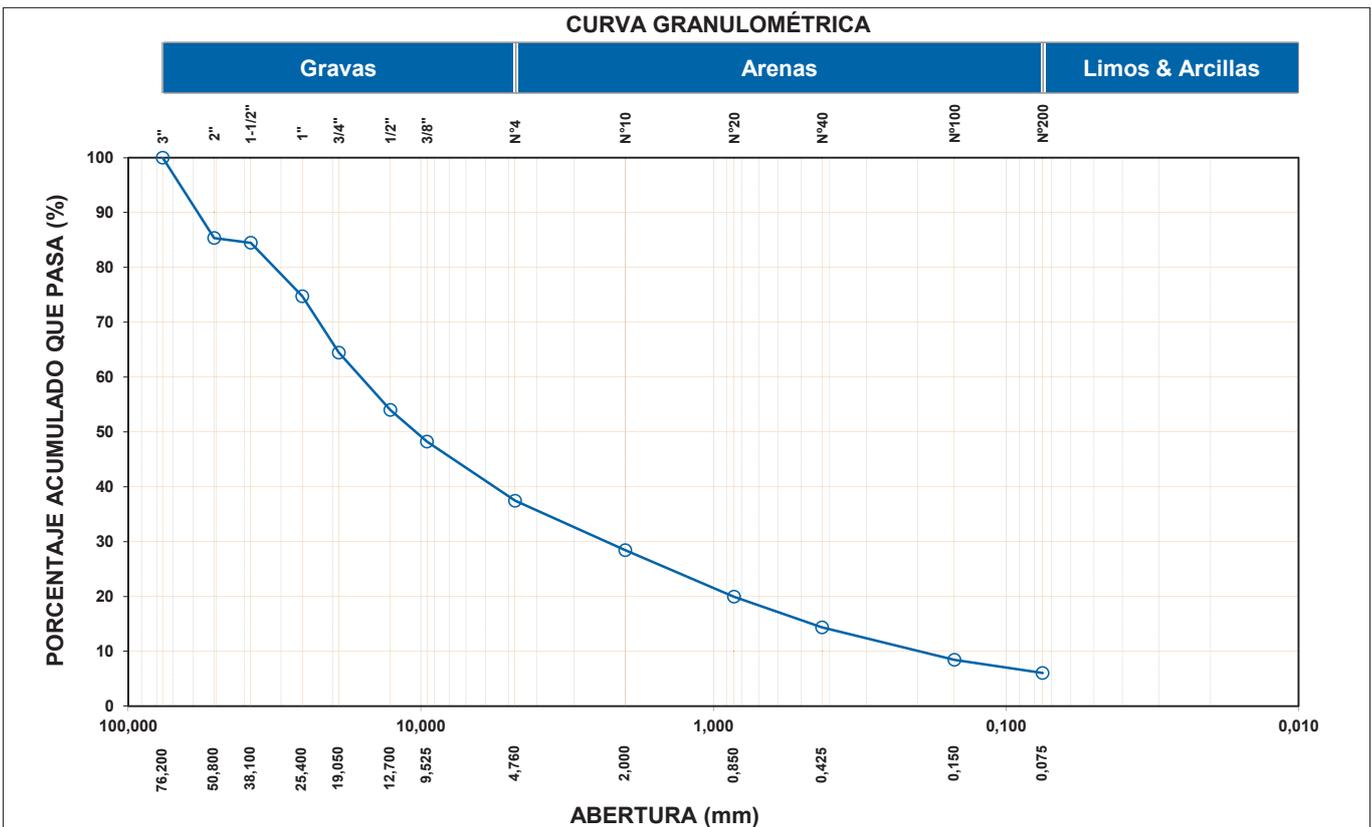
D <sub>10</sub>	<b>0,20</b>
D <sub>30</sub>	<b>2,33</b>
D <sub>60</sub>	<b>16,03</b>
Cu	<b>81,16</b>
Cc	<b>1,71</b>

Límites de Atterberg:	
LL (%)	<b>NP</b>
LP (%)	<b>NP</b>
IP (%)	<b>NP</b>

Humedad (%)	<b>2,1</b>
-------------	------------

SUCS	<b>GW-GM</b>
------	--------------

Grava bien gradada con limo y arena
-------------------------------------



**Observación:**

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.  
La muestra presenta gravas porosas.

Realizado por:

Ingresado por:

Revisado por:

Nº de informe:

LM/EH

JCA

CSM

LAB-14.10.052

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del proyecto: -

Código de muestra:	<b>PM-PU14-202</b>	Nº de muestra:	<b>D-1</b>
Profundidad (m):	<b>1,50</b>	Nº de proyecto:	<b>1116.10.11</b>
Zona:	<b>Pad de Lixiviación - Lift 9</b>	Nº de Informe:	<b>LAB-14.10.052</b>
Descripción:	<b>Material Tipo "B" / obtenido por chancado</b>	Fecha:	<b>10/06/2014</b>

Nº de Prueba	1	2	3
(1) Peso Recip + Suelo Húmedo (g)	766,5	770,6	792,1
(2) Peso Recip + Suelo Seco (g)	747,5	752,4	775,0
(3) Peso Recipiente (g)	61,5	71,3	60,7
(4) Peso del Agua (1) - (2)	19,0	18,2	17,1
(5) Peso Suelo Seco (2) - (3)	686,0	681,1	714,3
(6) Humedad (4/5)*100 %	2,8	2,7	2,4
<b>Humedad Promedio (%)</b>	<b>2,6</b>		

**Observación:**

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Nº de informe:
EH	JCA	CSM	LAB-14.10.052

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

 Cód. de Muestra: **PM-PU14-203**

 N° de Muestra: **M-1**

 Profundidad (m): **1,50**

 N° de Proyecto: **1116.10.11**

 Zona: **Pad de Lixiviación - Lift 9**

 N° de Informe: **LAB-14.10.052**

 Descripción: **Material Tipo "B" /  
 obtenido por chancado**

 Fecha: **10/06/2014**

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulad
3"	76,200	100,0
2"	50,800	85,3
1 1/2"	38,100	76,0
1"	25,400	63,5
3/4"	19,050	57,3
1/2"	12,700	48,9
3/8"	9,525	44,2
N°4	4,760	34,4
N°10	2,000	27,0
N°20	0,850	19,6
N°40	0,425	14,1
N°100	0,150	8,3
N°200	0,075	6,1

Partículas >3" (%)	---
Grava (%)	<b>65,6</b>
Arena (%)	<b>28,3</b>
Limos y Arcillas (%)	<b>6,1</b>

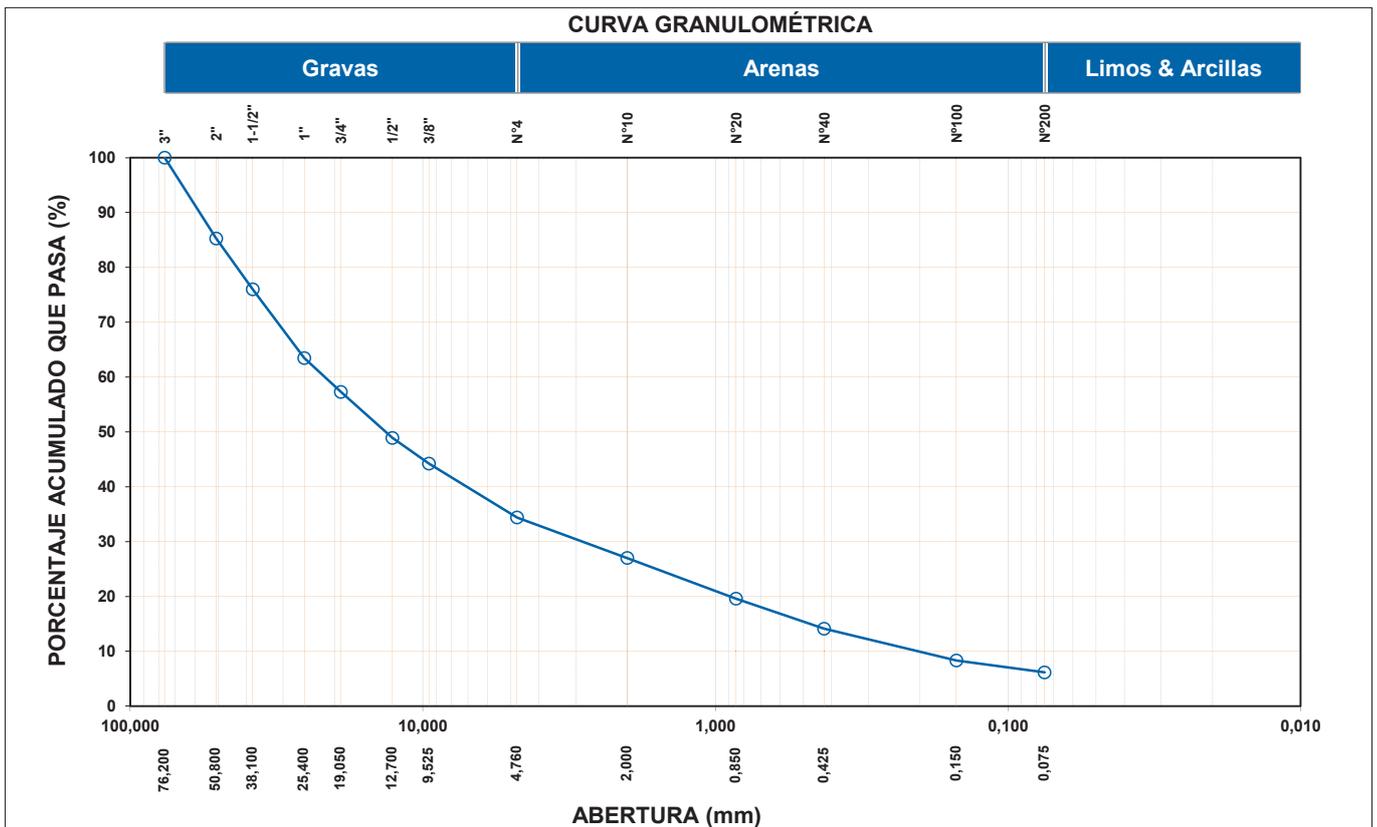
D <sub>10</sub>	<b>0,20</b>
D <sub>30</sub>	<b>2,84</b>
D <sub>60</sub>	<b>21,62</b>
Cu	<b>106,40</b>
Cc	<b>1,84</b>

Límites de Atterberg:	
LL (%)	<b>NP</b>
LP (%)	<b>NP</b>
IP (%)	<b>NP</b>

Humedad (%)	<b>10,2</b>
-------------	-------------

SUCS	<b>GW-GM</b>
------	--------------

Grava bien gradada con limo y arena
-------------------------------------


**Observación:**

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

La muestra presenta gravas deleznales, y gravas porosas.

Realizado por:

LM/EH

Ingresado por:

JCA

Revisado por:

CSM

N° de informe:

LAB-14.10.052

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del proyecto: -

Código de muestra:	<b>PM-PU14-203</b>	Nº de muestra:	<b>D-1</b>
Profundidad (m):	<b>1,50</b>	Nº de proyecto:	<b>1116.10.11</b>
Zona:	<b>Pad de Lixiviación - Lift 9</b>	Nº de Informe:	<b>LAB-14.10.052</b>
Descripción:	<b>Material Tipo "B" / obtenido por chancado</b>	Fecha:	<b>10/06/2014</b>

Nº de Prueba	1	2	3
(1) Peso Recip + Suelo Húmedo (g)	749,6	723,3	780,8
(2) Peso Recip + Suelo Seco (g)	682,9	649,1	698,9
(3) Peso Recipiente (g)	62,0	60,8	62,2
(4) Peso del Agua (1) - (2)	66,7	74,2	81,9
(5) Peso Suelo Seco (2) - (3)	620,9	588,3	636,7
(6) Humedad (4/5)*100 %	10,7	12,6	12,9
<b>Humedad Promedio (%)</b>	<b>12,1</b>		

**Observación:**

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Nº de informe:
EH	JCA	CSM	LAB-14.10.052

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra: **PM-PU14-203-Armada**  
Profundidad (m): **1,50**  
Zona: **Pad de Lixiviación - Lift 9**  
Descripción: **Material Tipo "B" /  
obtenido por chancado**

Nº de Muestra: **M-1**  
Nº de Proyecto: **1116.10.11**  
Nº de Informe: **LAB-14.10.052**  
Fecha: **10/06/2014**

Tamiz	Abertura (mm)	% Acumulad
3"	76,200	100,0
2"	50,800	100,0
1 1/2"	38,100	100,0
1"	25,400	100,0
3/4"	19,050	95,0
1/2"	12,700	87,0
3/8"	9,525	80,0
Nº4	4,760	64,0
Nº10	2,000	45,0
Nº20	0,850	30,0
Nº40	0,425	17,0
Nº100	0,150	10,0
Nº200	0,075	6,0

Partículas >3" (%)	---
Grava (%)	36,0
Arena (%)	58,0
Limos y Arcillas (%)	6,0

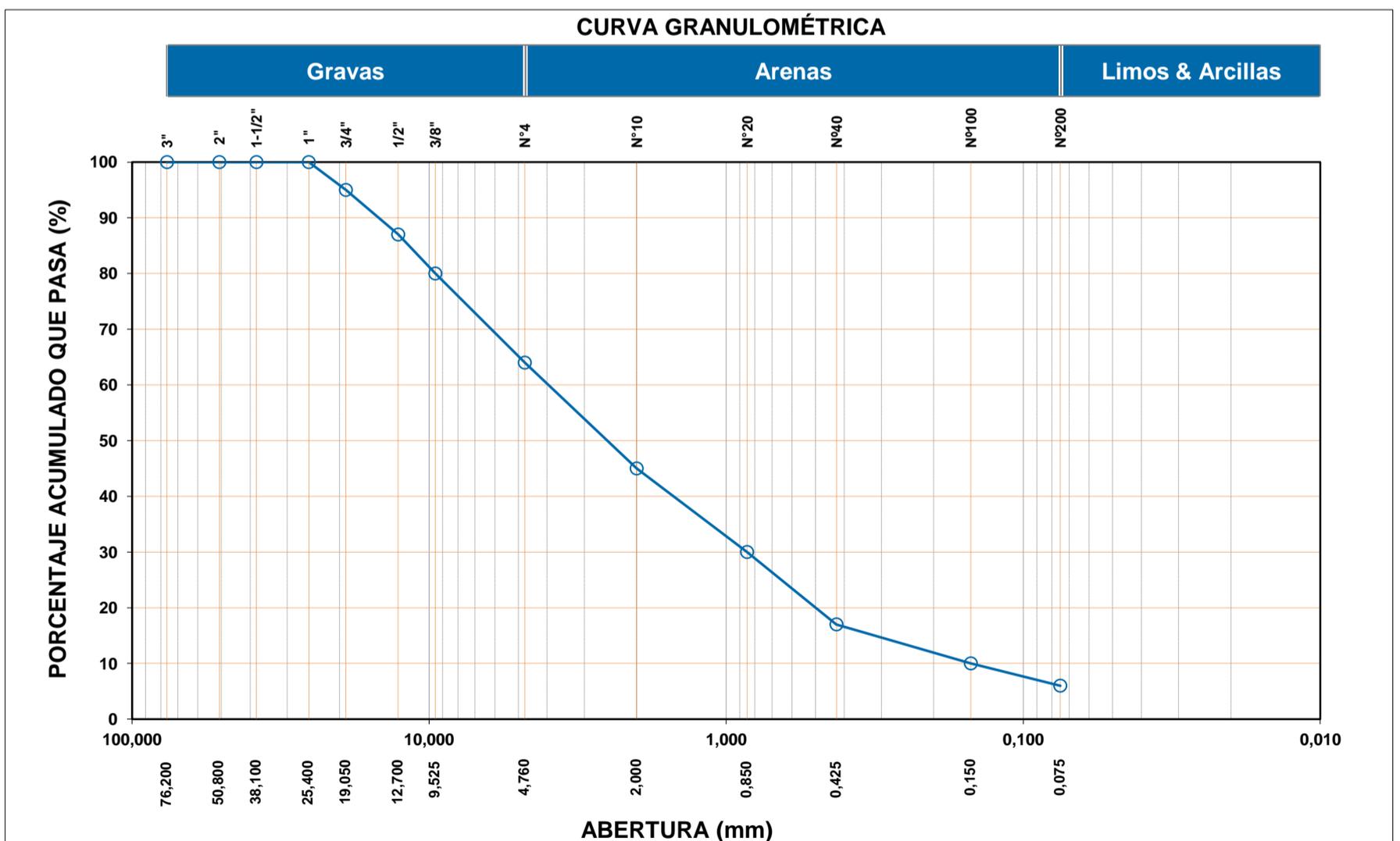
D <sub>10</sub>	0,15
D <sub>30</sub>	0,85
D <sub>60</sub>	3,97
Cu	26,44
Cc	1,21

<b>Límites de Atterberg:</b>	
LL (%)	NP
LP (%)	NP
IP (%)	NP

<b>Humedad (%)</b>	<b>10,2</b>
--------------------	-------------

SUCS	<b>SW-SM</b>
------	--------------

<b>Arena bien gradada con limo y grava</b>
--



**Observación:**

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante.  
La muestra presenta gravas deleznales, y gravas porosas.

Realizado por: LM/EH      Ingresado por: JCA      Revisado por: CSM      Nº de informe: LAB-14.10.052

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra:	<b>PM-LA14-01</b>	Nº de Muestra:	<b>M-1</b>
Profundidad (m):	<b>Superficial</b>	Nº de Proyecto:	<b>AND-MIN-IFT-1112.10.23-IBF5-003</b>
Zona:	<b>Pad de Lixiviación Fase 1 y 2</b>	Nº de Informe:	<b>LAB-14.10.102</b>
Descripción:	<b>Material Tipo "A" / obtenido por voladura</b>	Fecha:	<b>24/12/2014</b>

<b>Material retenido en la malla Nº 4</b>					
% Retenido en la Malla Nº 4	P <sub>1</sub>	<b>76,8</b>			
Nº de Prueba		1	2	3	
1) Peso de grava en agua S.S.S. en aire (gr)		727,8	719,5	710,3	
2) Peso de grava en agua S.S.S. en agua (gr)		440,7	434,8	429,2	
3) Peso de grava seca (gr)		715,4	706	697,8	
4) Gravedad Específica de Sólidos Aparente (3) / [(3)-(2)]	G <sub>s1</sub>	2,60	2,60	2,60	<b>Promedio</b>
5) Gravedad Específica de Sólidos Seca (3) / [(1)-(2)]		2,49	2,48	2,48	<b>2,60</b>
6) Gravedad Específica de Sólidos S.S.S. (1) / [(1)-(2)]		2,54	2,53	2,53	<b>2,48</b>
7) Absorción (%) [(1)-(3)] / (3) * 100		<b>1,73</b>	<b>1,91</b>	<b>1,79</b>	<b>1,81</b>

<b>Material pasante de la malla Nº 4</b>				
% Pasa la Malla Nº 4	P <sub>2</sub>	<b>23,2</b>		
Nº de Prueba		1	2	3
1) Nº de Fiola		1	2	3
2) Peso de Fiola (gr)		169,6	187,0	212,9
3) Peso de Muestra Seca (gr)		100,0	100,0	100,0
4) Peso de Muestra Seca + Fiola (gr)		269,6	287,0	312,9
5) Peso de Muestra Seca + Fiola + Agua (gr)		730,6	748,0	773,5
6) Peso de Fiola + Peso de agua		668,8	685,9	711,9
7) Gravedad Específica de Sólidos (3)/[(3)+(6)-(5)]	G <sub>s2</sub>	2,62	2,64	2,60
8) Temperatura (°C)		19	19	19
9) Corrección por Temperatura (K)		1,0002	1,0002	1,0002
10) Gravedad Específica de Sólidos Corregido (7)*(9)	G <sub>s2 (20°C)</sub>	<b>2,62</b>		

$$G_{s_{prom}} = \frac{1}{\frac{P_1}{100 \times G_{s_1}}} + \frac{P_2}{100 \times G_{s_2 (20^\circ C)}}$$

<b>G<sub>s<sub>prom</sub></sub></b> =	<b>2,61</b>
---------------------------------------	-------------

**Observación:**

El G<sub>prom</sub> reportado está dado en función al Peso Especifico de Sólidos Aparente.  
 Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Nº de informe:
EH	JCA	CSM	LAB-14.10.102

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra:	<b>PM-PU14-203</b>	Nº de Muestra:	<b>M-1</b>
Profundidad (m):	<b>1,50</b>	Nº de Proyecto:	<b>1116.10.11</b>
Zona:	<b>Pad de Lixiviación - Lift 9</b>	Nº de Informe:	<b>LAB-14.10.052</b>
Descripción:	<b>Material Tipo "B" / obtenido por chancado</b>	Fecha:	<b>10/06/2014</b>

<b>Material retenido en la malla N° 4</b>				
% Retenido en la Malla N° 4	P <sub>1</sub>	<b>65,6</b>		
Nº de Prueba		1	2	3
1) Peso de grava en agua S.S.S. en aire (gr)		623,4	624,5	620,6
2) Peso de grava en agua S.S.S. en agua (gr)		317,8	324,2	335,1
3) Peso de grava seca (gr)		590,2	591,5	585,6
4) Gravedad Específica de Sólidos Aparente (3) / [(3)-(2)]	G <sub>s1</sub>	2,17	2,21	2,34
5) Gravedad Específica de Sólidos Seca (3) / [(1)-(2)]		1,93	1,97	2,05
6) Gravedad Específica de Sólidos S.S.S. (1) / [(1)-(2)]		2,04	2,08	2,17
7) Absorción (%) [(1)-(3)] / (3) * 100		<b>5,63</b>	<b>5,58</b>	<b>5,98</b>
				<b>5,73</b>

<b>Material pasante de la malla N° 4</b>				
% Pasa la Malla N° 4	P <sub>2</sub>	<b>34,4</b>		
1) Nº de Fiola		1	2	3
2) Peso de Fiola (gr)		171,2	185,5	187,0
3) Peso de Muestra Seca (gr)		100,0	100,0	100,0
4) Peso de Muestra Seca + Fiola (gr)		271,5	285,5	287,0
5) Peso de Muestra Seca + Fiola + Agua (gr)		727,6	741,4	743,6
6) Peso de Fiola + Peso de agua		669,9	683,9	685,4
7) Gravedad Específica de Sólidos (3)/[(3)+(6)-(5)]	G <sub>s2</sub>	2,36	2,35	2,39
8) Temperatura (°C)		23	23	23
9) Corrección por Temperatura (K)		0,9993	0,9993	0,9993
10) Gravedad Específica de Sólidos Corregido (7)*(9)	G <sub>s2 (20°C)</sub>	<b>2,37</b>		

$$G_{s_{prom}} = \frac{1}{\frac{P_1}{100 \times G_{s_1}}} + \frac{P_2}{100 \times G_{s_2 (20^\circ C)}}$$

<b>G<sub>s<sub>prom</sub></sub></b> =	<b>2,25</b>
---------------------------------------	-------------

**Observación:**

 El G<sub>s</sub> reportado está dado en función al Peso Específico de Sólidos Aparente.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

La muestra presenta gravas deleznable, y gravas porosas.

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Nº de informe:
EH	JCA	CSM	LAB-14.10.052

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

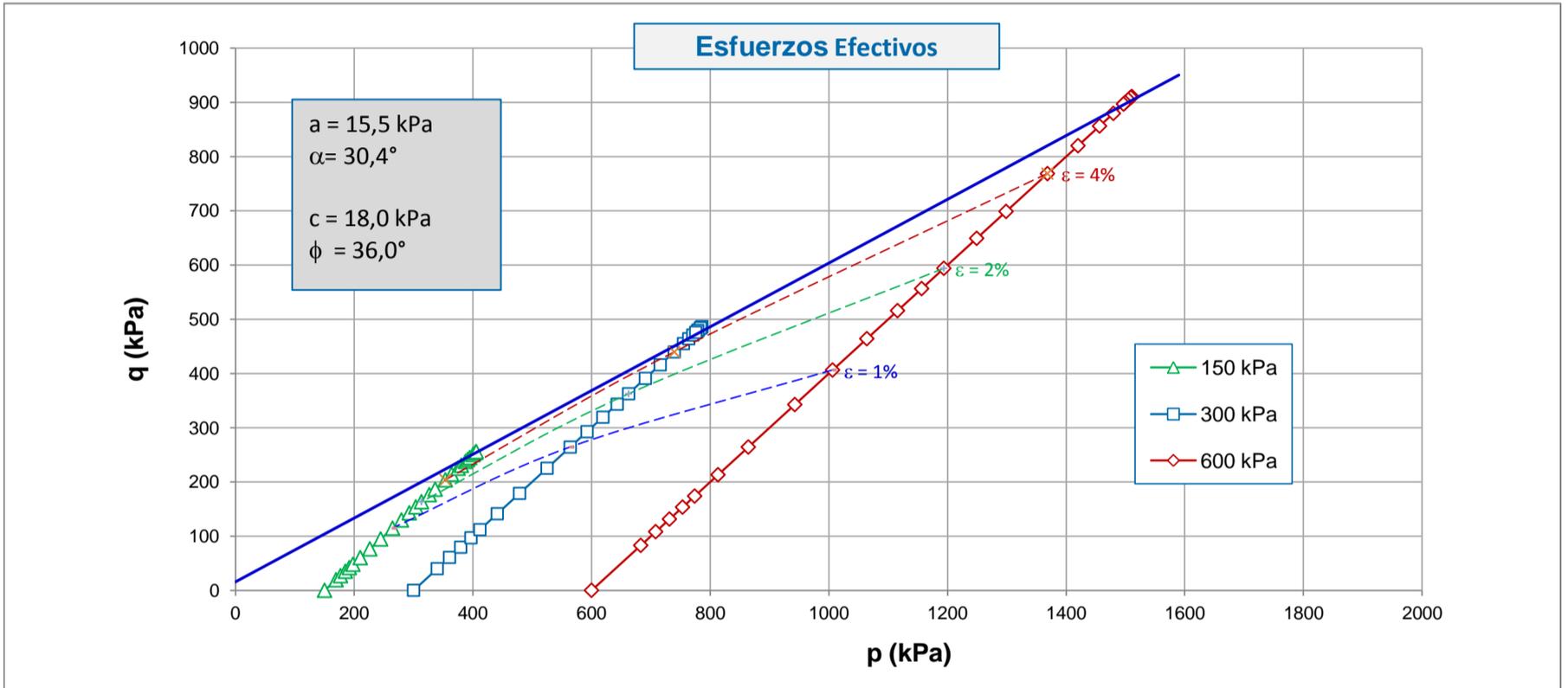
Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra: **Mezcla (PM-LA14-01, 02, 01)**  
Profundidad (m): **Superficial**  
Zona: **Pad de Lixiviación Fase 1 y 2**  
Descripción: **Material Tipo "A" /  
obtenido por voladura**

Nº de Muestra: **M-1, M-2**  
Nº de Proyecto: **AND-MIN-IFT-1112.10.23-IBF5-003**  
Nº de Informe: **LAB-14.10.102**  
Fecha: **24-dic-14**

Clasificación SUCS: **SW**

Estado : Remoldeo



Panel Fotográfico



Especímen 150, 300 y 600 kPa

**Observaciones:**

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.

La Clasificación SUCS fue hecha de una curva homotética. Está clasificación no representa las condiciones de campo.

Realizado por:

LSA

Ingresado por:

JCA

Revisado por:

CSM

Nº de Informe:

LAB-14.10.102

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

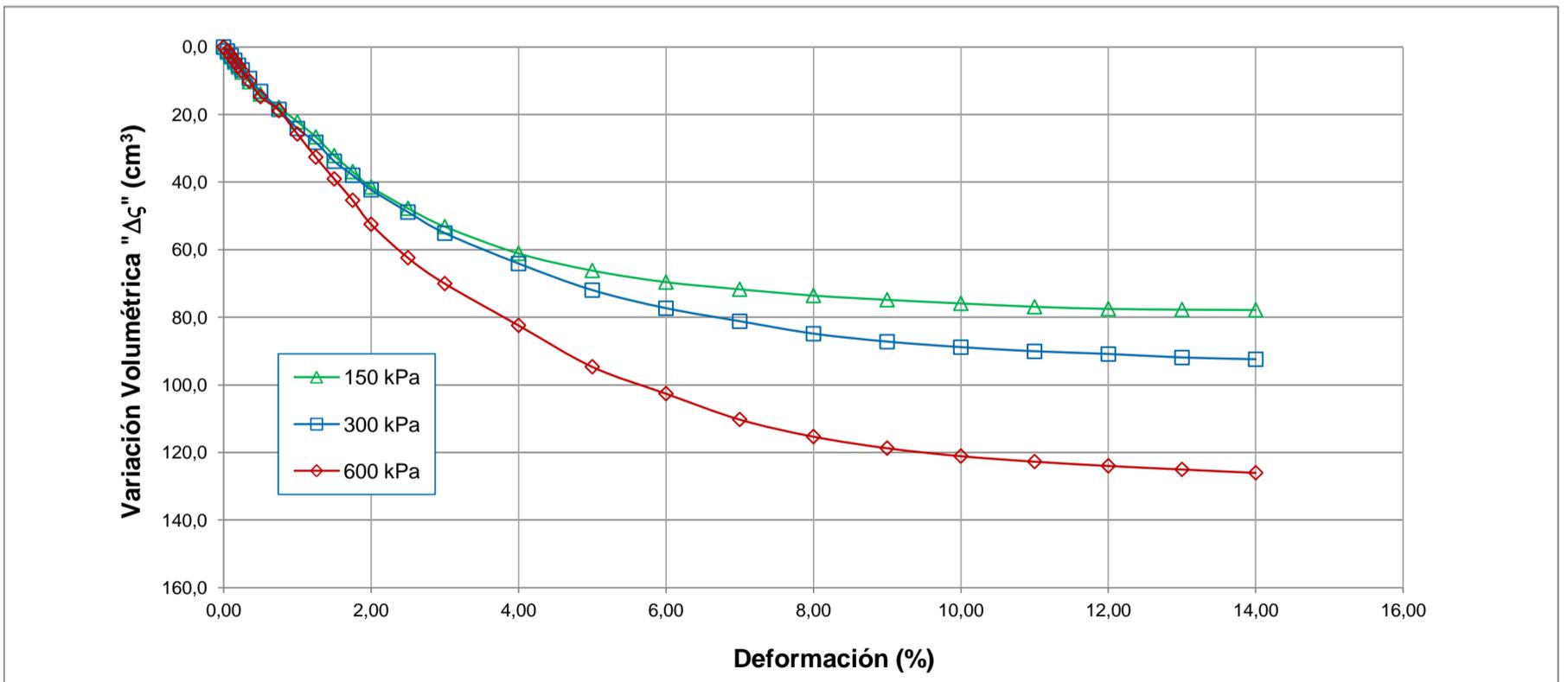
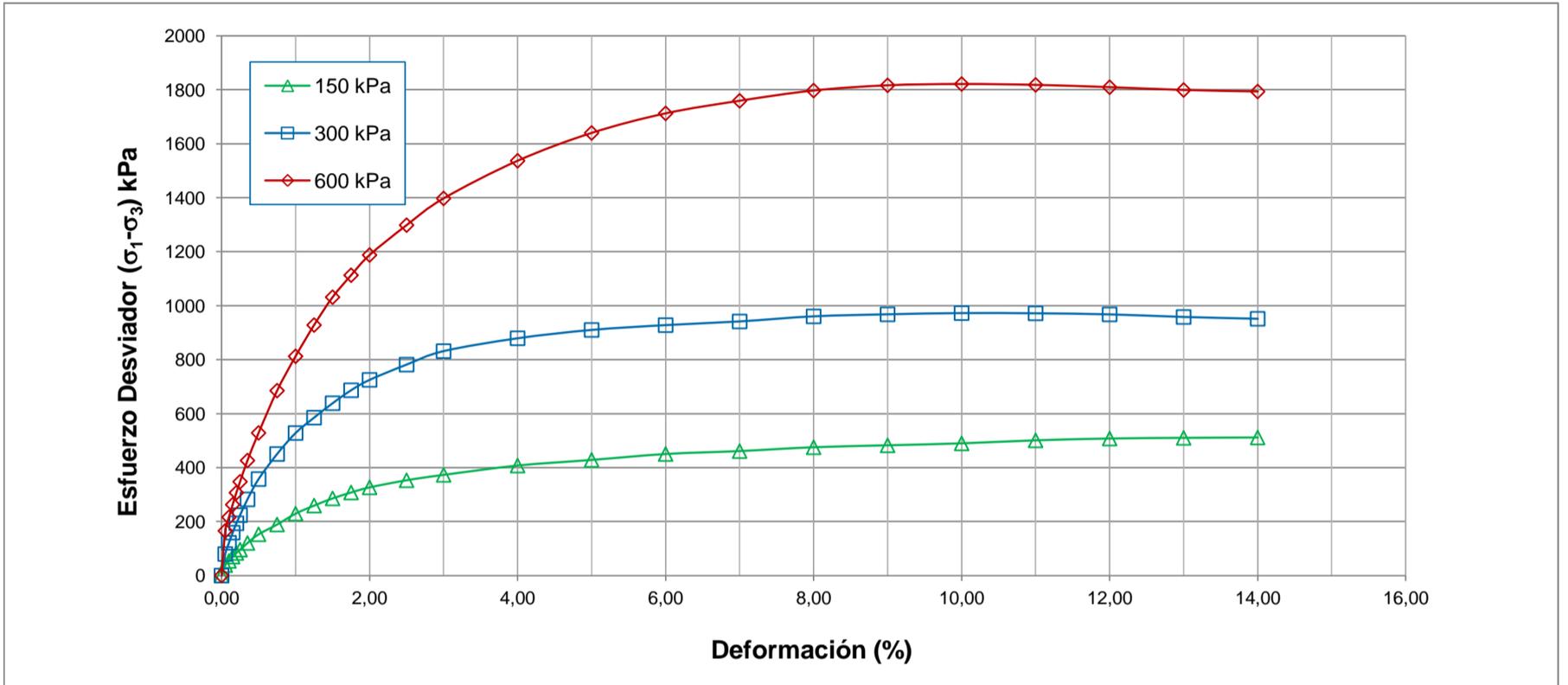
Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra: **Mezcla (PM-LA14-01, 02, 01)**  
 Profundidad (m): **Superficial**  
 Zona: **Pad de Lixiviación Fase 1 y 2**  
 Descripción: **Material Tipo "A" /  
 obtenido por voladura**

Nº de Muestra: **M-1, M-2**  
 Nº de Proyecto: **AND-MIN-IFT-1112.10.23-IBF5-003**  
 Nº de Informe: **LAB-14.10.102**  
 Fecha: **24-dic-14**

**Clasificación SUCS: SW**

**Estado : Remoldeo**



**Observaciones:**

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante  
 Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.  
 La Clasificación SUCS fue hecha de una curva homotética. Está clasificación no representa las condiciones de campo.

Realizado por: LSA      Ingresado por: JCA      Revisado por: CSM      Nº de Informe: LAB-14.10.102

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra:	<b>Mezcla (PM-LA14-01, 02, 01)</b>	Nº de Muestra:	<b>M-1, M-2</b>
Profundidad (m):	<b>Superficial</b>	Nº de Proyecto:	<b>AND-MIN-IFT-1112.10.23-IBF5-003</b>
Zona:	<b>Pad de Lixiviación Fase 1 y 2</b>	Nº de Informe:	<b>LAB-14.10.102</b>
Descripción:	<b>Material Tipo "A" / obtenido por voladura</b>	Fecha:	<b>24-dic-14</b>

**Clasificación SUCS:** **SW**
**Estado : Remoldeo**

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	30,00	29,84
Diámetro (cm)	15,05	14,78
Humedad (%)	4,00	7,90
Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	1,962	2,046

Velocidad	0,125	(cm/min)
Parámetro "B"	0,93	
Presión de celda	753	kPa
Contra presión	153	kPa
Esf. Efect. Inicial	600	kPa

Deformación (%)	$\sigma_{desv}$ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	( $\sigma'_1/\sigma'_3$ )
0,00	0	600,0	0,0	600,00	0,0	0,00	1,00
0,05	166	682,9	82,9	682,87	82,9	0,12	1,28
0,10	216	708,1	108,1	707,41	108,1	0,15	1,36
0,15	263	731,3	131,3	730,65	131,3	0,18	1,44
0,20	307	753,4	153,4	752,06	153,4	0,20	1,51
0,25	348	773,8	173,8	772,45	173,8	0,23	1,58
0,35	426	813,1	213,1	811,07	213,1	0,26	1,71
0,50	529	864,3	264,3	860,83	264,3	0,31	1,89
0,75	685	942,6	342,6	937,04	342,6	0,37	2,15
1,00	813	1006,3	406,3	1004,87	406,3	0,40	2,36
1,25	928	1064,1	464,1	1060,62	464,1	0,44	2,56
1,50	1032	1115,8	515,8	1114,39	515,8	0,46	2,72
1,75	1113	1156,4	556,4	1153,68	556,4	0,48	2,86
2,00	1188	1193,9	593,9	1192,48	593,9	0,50	2,98
2,50	1298	1249,2	649,2	1245,06	649,2	0,52	3,18
3,00	1398	1298,8	698,8	1296,69	698,8	0,54	3,34
4,00	1537	1368,5	768,5	1363,63	768,5	0,56	3,58
5,00	1640	1420,0	820,0	1417,24	820,0	0,58	3,75
6,00	1713	1456,3	856,3	1454,21	856,3	0,59	3,86
7,00	1759	1479,6	879,6	1476,13	879,6	0,60	3,95
8,00	1797	1498,6	898,6	1497,88	898,6	0,60	4,00
9,00	1816	1508,2	908,2	1506,86	908,2	0,60	4,03
10,00	1821	1510,7	910,7	1508,58	910,7	0,60	4,05
11,00	1818	1509,0	909,0	1506,28	909,0	0,60	4,04
12,00	1810	1504,8	904,8	1502,00	904,8	0,60	4,03
13,00	1799	1499,6	899,6	1496,17	899,6	0,60	4,02
14,00	1794	1496,8	896,8	1493,32	896,8	0,60	4,01

**Observaciones:**

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.

La Clasificación SUCS fue hecha de una curva homotética. Está clasificación no representa las condiciones de campo.

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Nº de Informe:
LSA	JCA	CSM	LAB-14.10.102

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra:	<b>Mezcla (PM-LA14-01, 02, 01)</b>	Nº de Muestra:	<b>M-1, M-2</b>
Profundidad (m):	<b>Superficial</b>	Nº de Proyecto:	<b>AND-MIN-IFT-1112.10.23-IBF5-003</b>
Zona:	<b>Pad de Lixiviación Fase 1 y 2</b>	Nº de Informe:	<b>LAB-14.10.102</b>
Descripción:	<b>Material Tipo "A" / obtenido por voladura</b>	Fecha:	<b>24-dic-14</b>

**Clasificación SUCS:** **SW**
**Estado : Remoldeo**

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	30,00	29,92
Diámetro (cm)	15,05	14,83
Humedad (%)	4,00	8,11
Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	1,962	2,027

Velocidad	0,125	(cm/min)
Parámetro "B"	0,90	
Presión de celda	452	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	300	kPa

Deformación (%)	$\sigma_{desv}$ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	( $\sigma'_1/\sigma'_3$ )
0,00	0	300,0	0,0	300,00	0,0	0,00	1,00
0,05	80	339,9	39,9	339,89	39,9	0,12	1,27
0,10	121	360,6	60,6	359,96	60,6	0,17	1,41
0,15	159	379,4	79,4	378,73	79,4	0,21	1,53
0,20	194	396,8	96,8	395,39	96,8	0,24	1,65
0,25	224	411,9	111,9	410,49	111,9	0,27	1,75
0,35	282	441,2	141,2	438,40	141,2	0,32	1,95
0,50	357	478,7	178,7	475,26	178,7	0,38	2,21
0,75	450	525,1	225,1	520,29	225,1	0,43	2,53
1,00	528	564,1	264,1	562,68	264,1	0,47	2,77
1,25	585	592,5	292,5	589,78	292,5	0,50	2,97
1,50	638	619,2	319,2	615,76	319,2	0,52	3,15
1,75	687	643,3	343,3	641,87	343,3	0,53	3,30
2,00	725	662,5	362,5	660,42	362,5	0,55	3,43
2,50	782	690,8	390,8	687,33	390,8	0,57	3,64
3,00	832	715,8	415,8	714,39	415,8	0,58	3,78
4,00	879	739,5	439,5	736,09	439,5	0,60	3,96
5,00	910	755,0	455,0	752,92	455,0	0,60	4,05
6,00	928	763,9	463,9	760,49	463,9	0,61	4,13
7,00	942	770,8	470,8	766,63	470,8	0,61	4,18
8,00	960	780,2	480,2	779,49	480,2	0,62	4,21
9,00	968	783,9	483,9	782,54	483,9	0,62	4,24
10,00	972	786,2	486,2	784,81	486,2	0,62	4,26
11,00	972	785,8	485,8	783,72	485,8	0,62	4,26
12,00	968	783,8	483,8	781,72	483,8	0,62	4,25
13,00	958	779,0	479,0	776,27	479,0	0,62	4,22
14,00	951	775,7	475,7	772,94	475,7	0,62	4,20

**Observaciones:**

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.

La Clasificación SUCS fue hecha de una curva homotética. Está clasificación no representa las condiciones de campo.

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Nº de Informe:
LSA	JCA	CSM	LAB-14.10.102

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra:	<b>Mezcla (PM-LA14-01, 02, 01)</b>	Nº de Muestra:	<b>M-1, M-2</b>
Profundidad (m):	<b>Superficial</b>	Nº de Proyecto:	<b>AND-MIN-IFT-1112.10.23-IBF5-003</b>
Zona:	<b>Pad de Lixiviación Fase 1 y 2</b>	Nº de Informe:	<b>LAB-14.10.102</b>
Descripción:	<b>Material Tipo "A" / obtenido por voladura</b>	Fecha:	<b>24-dic-14</b>

**Clasificación SUCS:** **SW**
**Estado : Remoldeo**

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	30,00	29,97
Diámetro (cm)	15,05	14,84
Humedad (%)	4,00	8,47
Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	1,962	2,019

Velocidad	0,125	(cm/min)
Parámetro "B"	0,90	
Presión de celda	302	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	150	kPa

Deformación (%)	$\sigma_{desv}$ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	( $\sigma'_1/\sigma'_3$ )
0,00	0	150,0	0,0	150,00	0,0	0,00	1,00
0,05	39	169,4	19,4	168,69	19,4	0,11	1,26
0,10	54	177,0	27,0	176,27	27,0	0,15	1,36
0,15	70	185,1	35,1	183,70	35,1	0,19	1,47
0,20	84	191,8	41,8	190,42	41,8	0,22	1,56
0,25	96	197,9	47,9	195,87	47,9	0,24	1,65
0,35	120	210,2	60,2	207,46	60,2	0,29	1,82
0,50	153	226,3	76,3	222,90	76,3	0,34	2,04
0,75	189	244,6	94,6	243,88	94,6	0,39	2,27
1,00	229	264,6	114,6	262,57	114,6	0,44	2,55
1,25	259	279,6	129,6	276,86	129,6	0,47	2,76
1,50	286	292,9	142,9	288,71	142,9	0,49	2,96
1,75	308	303,8	153,8	302,43	153,8	0,51	3,07
2,00	327	313,3	163,3	310,58	163,3	0,53	3,22
2,50	353	326,5	176,5	322,34	176,5	0,55	3,42
3,00	373	336,5	186,5	335,09	186,5	0,56	3,51
4,00	407	353,7	203,7	350,26	203,7	0,58	3,78
5,00	428	364,1	214,1	363,44	214,1	0,59	3,87
6,00	450	375,1	225,1	373,70	225,1	0,60	4,03
7,00	461	380,5	230,5	378,45	230,5	0,61	4,12
8,00	475	387,6	237,6	385,54	237,6	0,62	4,21
9,00	482	391,2	241,2	388,40	241,2	0,62	4,28
10,00	490	394,8	244,8	391,38	244,8	0,63	4,34
11,00	501	400,4	250,4	396,91	250,4	0,63	4,42
12,00	507	403,7	253,7	399,58	253,7	0,63	4,48
13,00	510	405,0	255,0	400,85	255,0	0,64	4,50
14,00	511	405,7	255,7	401,54	255,7	0,64	4,51

**Observaciones:**

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.

La Clasificación SUCS fue hecha de una curva homotética. Está clasificación no representa las condiciones de campo.

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Nº de Informe:
LSA	JCA	CSM	LAB-14.10.102

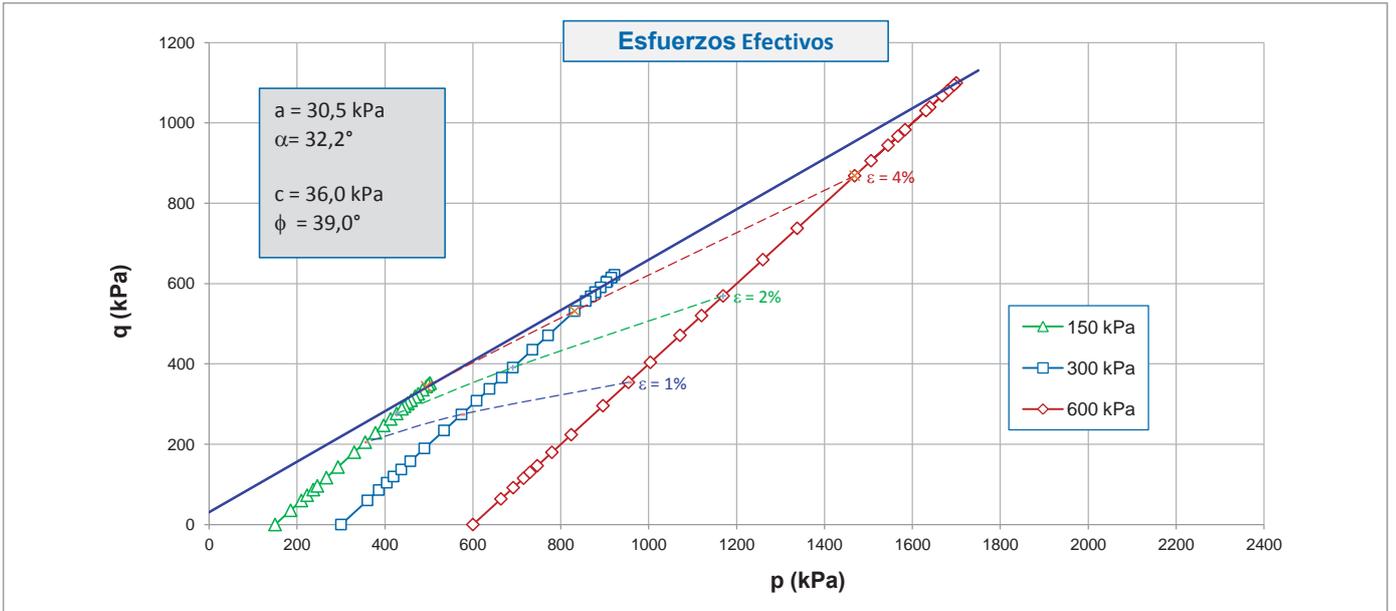
Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra:	<b>PM-PU14-203</b>	Nº de Muestra:	<b>M-1</b>
Profundidad (m):	<b>1,5</b>	Nº de Proyecto:	<b>1116.10.11</b>
Zona:	<b>Pad de Lixiviación - Lift 9</b>	Nº de Informe:	<b>LAB-14.10.052</b>
Descripción:	<b>Material Tipo "B" / obtenido por chancado</b>	Fecha:	<b>10-jun-14</b>

Clasificación SUCS: **SW-SM**

Estado : Remoldeado



Panel Fotográfico



Especímen 150, 300 y 600 kPa

**Observaciones:**

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.  
Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Nº de Informe:
LSA	JCA	CSM	LAB-14.10.052

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

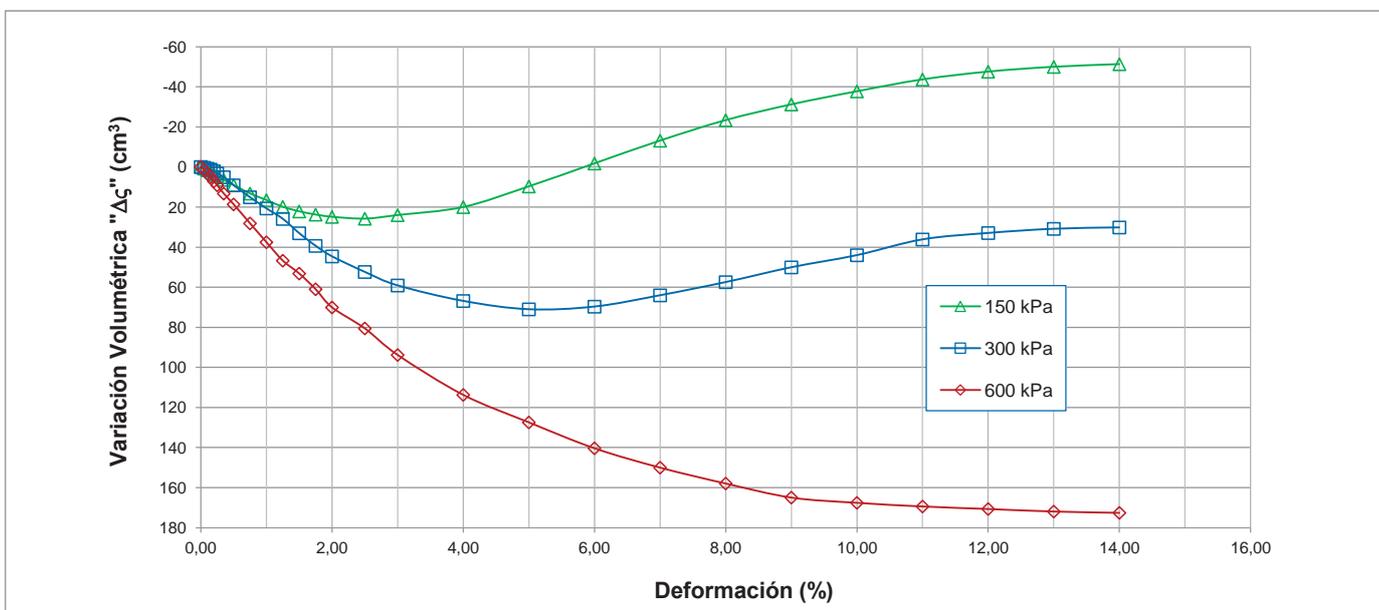
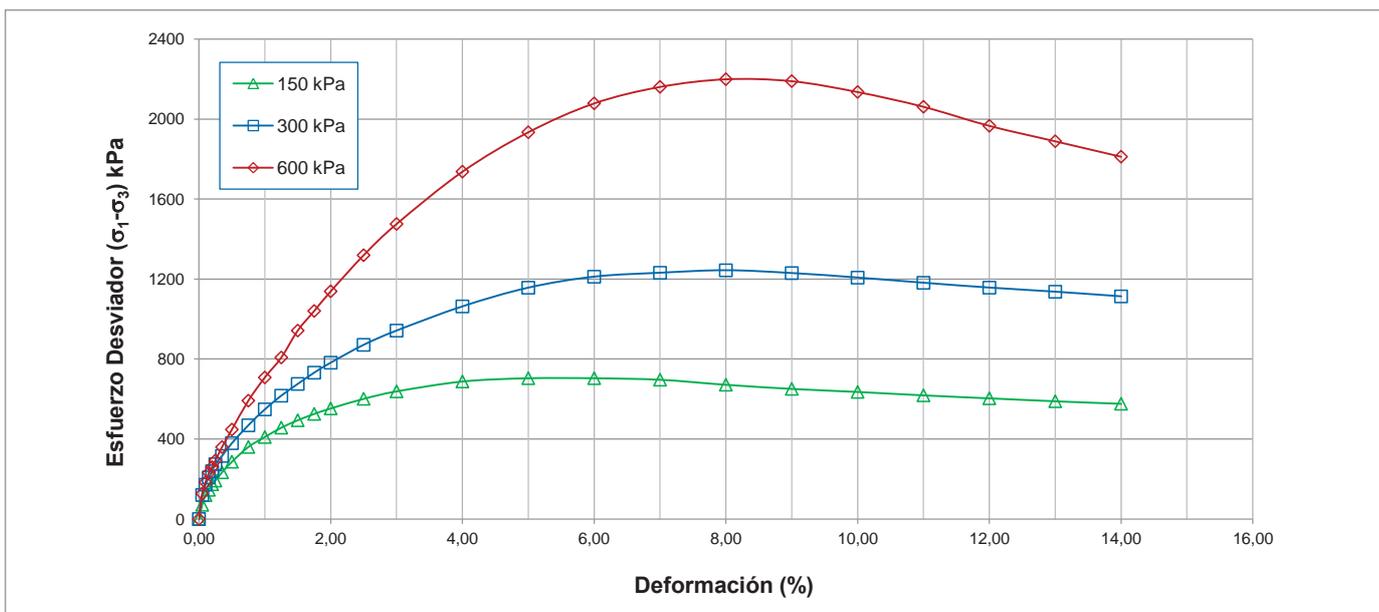
Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra: **PM-PU14-203**  
 Profundidad (m): **1,5**  
 Zona: **Pad de Lixiviación - Lift 9**  
 Descripción: **Material Tipo "B" /  
 obtenido por chancado**

Nº de Muestra: **M-1**  
 Nº de Proyecto: **1116.10.11**  
 Nº de Informe: **LAB-14.10.052**  
 Fecha: **10-jun-14**

Clasificación SUCS: **SW-SM**

Estado : Remoldeado



**Observaciones:**

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.  
 Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por: LSA	Ingresado por: JCA	Revisado por: CSM	Nº de Informe: LAB-14.10.052
--------------------	--------------------	-------------------	------------------------------

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra:	<b>PM-PU14-203</b>	Nº de Muestra:	<b>M-1</b>
Profundidad (m):	<b>1,5</b>	Nº de Proyecto:	<b>1116.10.11</b>
Zona:	<b>Pad de Lixiviación - Lift 9</b>	Nº de Informe:	<b>LAB-14.10.052</b>
Descripción:	<b>Material Tipo "B" / obtenido por chancado</b>	Fecha:	<b>10-jun-14</b>

Clasificación SUCS: **SW-SM**

Estado : Remoldeado

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	30,00	29,77
Diámetro (cm)	15,05	14,90
Humedad (%)	12,00	26,76
Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	1,547	1,591

Velocidad	0,125	(cm/min)
Parámetro "B"	0,92	
Presión de celda	753	kPa
Contra presión	153	kPa
Esf. Efect. Inicial	600	kPa

Deformación (%)	$\sigma_{desv}$ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	( $\sigma'_1/\sigma'_3$ )
0,00	0	600,0	0,0	600,00	0,0	0,00	1,00
0,05	128	663,8	63,8	663,77	63,8	0,10	1,21
0,10	184	691,8	91,8	691,13	91,8	0,13	1,31
0,15	231	715,3	115,3	714,66	115,3	0,16	1,38
0,20	260	729,9	129,9	728,49	129,9	0,18	1,43
0,25	293	746,3	146,3	744,97	146,3	0,20	1,49
0,35	360	779,8	179,8	777,05	179,8	0,23	1,60
0,50	447	823,7	223,7	820,28	223,7	0,27	1,75
0,75	592	896,0	296,0	890,46	296,0	0,33	2,00
1,00	708	953,9	353,9	951,87	353,9	0,37	2,18
1,25	808	1003,8	403,8	995,56	403,8	0,41	2,36
1,50	942	1071,2	471,2	1064,99	471,2	0,44	2,59
1,75	1041	1120,3	520,3	1112,68	520,3	0,47	2,76
2,00	1139	1169,3	569,3	1159,69	569,3	0,49	2,93
2,50	1319	1259,6	659,6	1252,03	659,6	0,53	3,23
3,00	1475	1337,7	737,7	1330,16	737,7	0,55	3,49
4,00	1737	1468,6	868,6	1459,60	868,6	0,60	3,94
5,00	1934	1567,1	967,1	1559,53	967,1	0,62	4,26
6,00	2079	1639,4	1039,4	1633,16	1039,4	0,64	4,50
7,00	2161	1680,6	1080,6	1674,38	1080,6	0,65	4,64
8,00	2199	1699,7	1099,7	1692,16	1099,7	0,65	4,71
9,00	2190	1694,9	1094,9	1688,74	1094,9	0,65	4,69
10,00	2135	1667,7	1067,7	1660,84	1067,7	0,64	4,60
11,00	2062	1630,9	1030,9	1624,65	1030,9	0,63	4,47
12,00	1966	1583,2	983,2	1578,34	983,2	0,62	4,30
13,00	1889	1544,6	944,6	1537,71	944,6	0,61	4,19
14,00	1812	1506,0	906,0	1499,75	906,0	0,60	4,05

#### Observaciones:

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Nº de Informe:
LSA	JCA	CSM	LAB-14.10.052

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra:	<b>PM-PU14-203</b>	Nº de Muestra:	<b>M-1</b>
Profundidad (m):	<b>1,5</b>	Nº de Proyecto:	<b>1116.10.11</b>
Zona:	<b>Pad de Lixiviación - Lift 9</b>	Nº de Informe:	<b>LAB-14.10.052</b>
Descripción:	<b>Material Tipo "B" / obtenido por chancado</b>	Fecha:	<b>10-jun-14</b>

Clasificación SUCS: **SW-SM**

Estado : Remoldeado

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	30,00	29,86
Diámetro (cm)	15,05	14,96
Humedad (%)	12,00	29,25
Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	1,547	1,573

Velocidad	0,125	(cm/min)
Parámetro "B"	0,90	
Presión de celda	452	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	300	kPa

Deformación (%)	$\sigma_{desv}$ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	( $\sigma'_1/\sigma'_3$ )
0,00	0	300,0	0,0	300,00	0,0	0,00	1,00
0,05	120	360,1	60,1	360,12	60,1	0,17	1,40
0,10	172	385,9	85,9	385,23	85,9	0,22	1,57
0,15	208	404,1	104,1	402,74	104,1	0,26	1,70
0,20	239	419,5	119,5	417,43	119,5	0,29	1,80
0,25	274	437,1	137,1	434,34	137,1	0,32	1,92
0,35	315	457,7	157,7	454,24	157,7	0,35	2,06
0,50	379	489,6	189,6	485,47	189,6	0,39	2,28
0,75	469	534,3	234,3	528,81	234,3	0,44	2,59
1,00	548	574,1	274,1	569,94	274,1	0,48	2,85
1,25	617	608,4	308,4	602,15	308,4	0,51	3,10
1,50	676	637,8	337,8	632,93	337,8	0,53	3,29
1,75	732	665,9	365,9	661,76	365,9	0,55	3,47
2,00	782	690,9	390,9	687,41	390,9	0,57	3,64
2,50	871	735,4	435,4	730,62	435,4	0,60	3,95
3,00	942	771,1	471,1	766,97	471,1	0,61	4,18
4,00	1063	831,6	531,6	826,72	531,6	0,64	4,60
5,00	1157	878,3	578,3	875,59	578,3	0,66	4,89
6,00	1212	905,8	605,8	903,75	605,8	0,67	5,07
7,00	1231	915,6	615,6	911,44	615,6	0,68	5,16
8,00	1244	921,9	621,9	919,82	621,9	0,68	5,17
9,00	1230	914,9	614,9	912,11	614,9	0,67	5,14
10,00	1207	903,6	603,6	900,80	603,6	0,67	5,06
11,00	1181	890,6	590,6	888,53	590,6	0,66	4,96
12,00	1157	878,5	578,5	876,45	578,5	0,66	4,88
13,00	1137	868,3	568,3	866,90	568,3	0,66	4,81
14,00	1113	856,7	556,7	855,98	556,7	0,65	4,72

#### Observaciones:

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Nº de Informe:
LSA	JCA	CSM	LAB-14.10.052

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

Nombre del Proyecto: -

Cód. de Muestra:	<b>PM-PU14-203</b>	Nº de Muestra:	<b>M-1</b>
Profundidad (m):	<b>1,5</b>	Nº de Proyecto:	<b>1116.10.11</b>
Zona:	<b>Pad de Lixiviación - Lift 9</b>	Nº de Informe:	<b>LAB-14.10.052</b>
Descripción:	<b>Material Tipo "B" / obtenido por chancado</b>	Fecha:	<b>10-jun-14</b>

**Clasificación SUCS: SW-SM**
**Estado : Remoldeado**

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	30,00	29,92
Diámetro (cm)	15,05	15,00
Humedad (%)	12,00	30,34
Densidad seca (g/cm <sup>3</sup> )	1,547	1,562

Velocidad	0,125	(cm/min)
Parámetro "B"	0,90	
Presión de celda	302	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	150	kPa

Deformación (%)	$\sigma_{desv}$ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	( $\sigma'_1/\sigma'_3$ )
0,00	0	150,0	0,0	150,00	0,0	0,00	1,00
0,05	71	185,4	35,4	185,40	35,4	0,19	1,47
0,10	120	209,8	59,8	209,81	59,8	0,29	1,80
0,15	146	223,0	73,0	222,28	73,0	0,33	1,98
0,20	174	237,0	87,0	236,27	87,0	0,37	2,16
0,25	192	246,2	96,2	245,47	96,2	0,39	2,29
0,35	234	266,8	116,8	265,41	116,8	0,44	2,57
0,50	286	293,2	143,2	291,12	143,2	0,49	2,94
0,75	360	330,2	180,2	326,76	180,2	0,55	3,46
1,00	410	355,1	205,1	350,93	205,1	0,58	3,81
1,25	457	378,4	228,4	377,73	228,4	0,60	4,06
1,50	494	396,9	246,9	395,56	246,9	0,62	4,32
1,75	526	412,9	262,9	411,50	262,9	0,64	4,54
2,00	553	426,5	276,5	424,47	276,5	0,65	4,74
2,50	601	450,6	300,6	448,54	300,6	0,67	5,06
3,00	638	469,2	319,2	467,17	319,2	0,68	5,32
4,00	688	494,0	344,0	493,31	344,0	0,70	5,61
5,00	704	502,2	352,2	499,40	352,2	0,71	5,78
6,00	704	502,1	352,1	500,07	352,1	0,70	5,76
7,00	697	498,4	348,4	496,31	348,4	0,70	5,71
8,00	672	485,8	335,8	483,08	335,8	0,70	5,56
9,00	651	475,5	325,5	472,77	325,5	0,69	5,42
10,00	636	467,9	317,9	466,52	317,9	0,68	5,28
11,00	619	459,4	309,4	455,91	309,4	0,68	5,22
12,00	604	451,9	301,9	449,16	301,9	0,67	5,10
13,00	589	444,6	294,6	442,50	294,6	0,67	4,98
14,00	577	438,3	288,3	436,90	288,3	0,66	4,88

**Observaciones:**

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Realizado por:	Ingresado por:	Revisado por:	Nº de Informe:
LSA	JCA	CSM	LAB-14.10.052

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas. Los datos e información contenidos en esta hoja no pueden ser utilizados sin la autorización de Anddes Asociados S.A.C. Con la aceptación de los datos y resultados presentados en esta página, el Cliente está de acuerdo en limitar la responsabilidad de Anddes Asociados S.A.C. de cualquier reclamo que provenga del Cliente y otras partes por el uso de estos datos. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

# **RCTS Testing**

## **Material Granular “A”**

**Project: Anddes Associates**  
**Specimen ID. AA\_09**

**Specimen Diameter = 5.15 cm**  
**Total Unit Weight = 2.07 g/cm<sup>3</sup>**  
**Dry Unit Weight = 2.01 g/cm<sup>3</sup>**  
**Water Content = 2.96 %**  
**Assumed Specific Gravity = 2.61**  
**Degree of Saturation = 26.0 %**

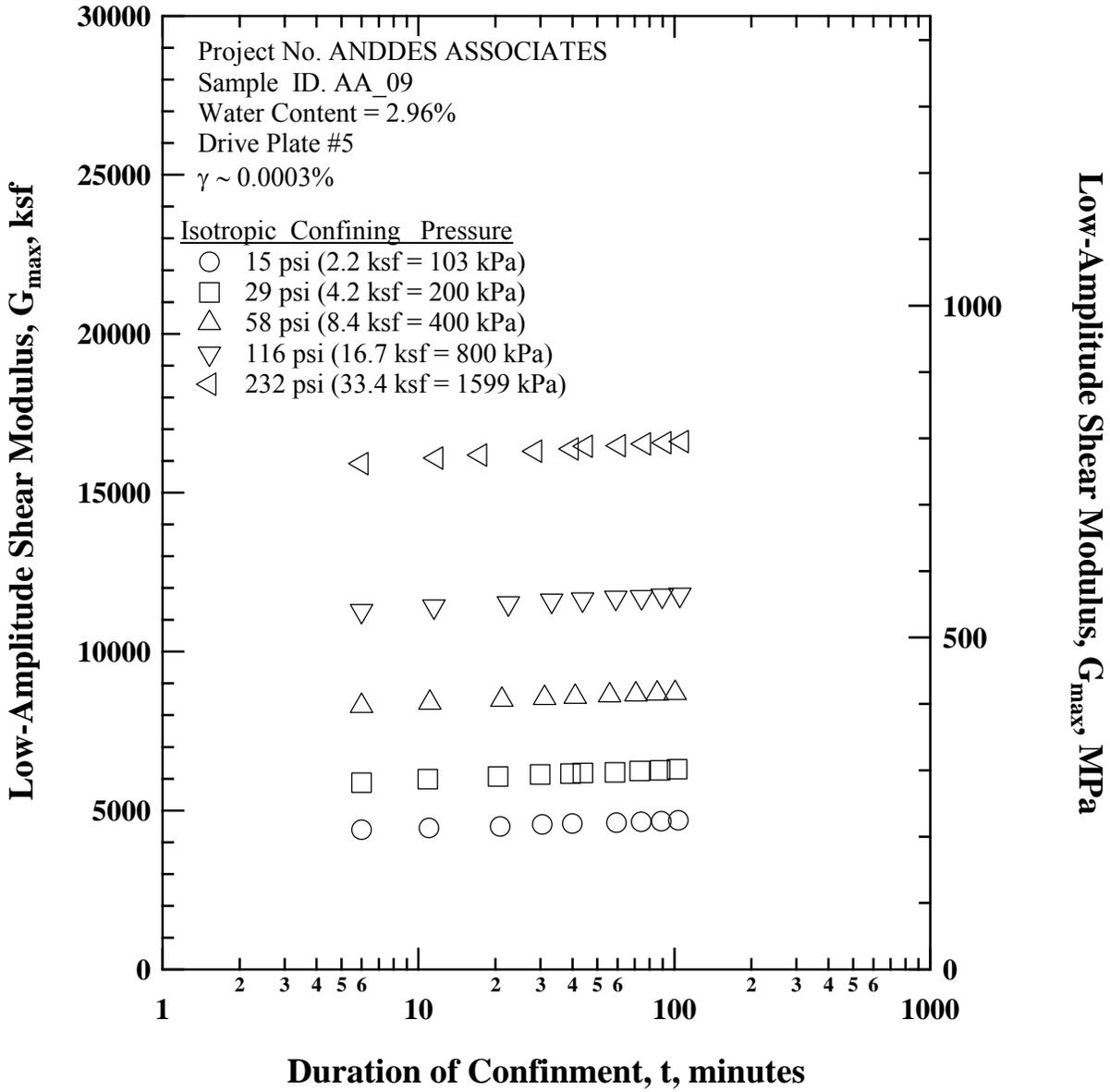


Figure C.1 Variation in Low-Amplitude Shear Modulus with Magnitude and Duration of Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_09

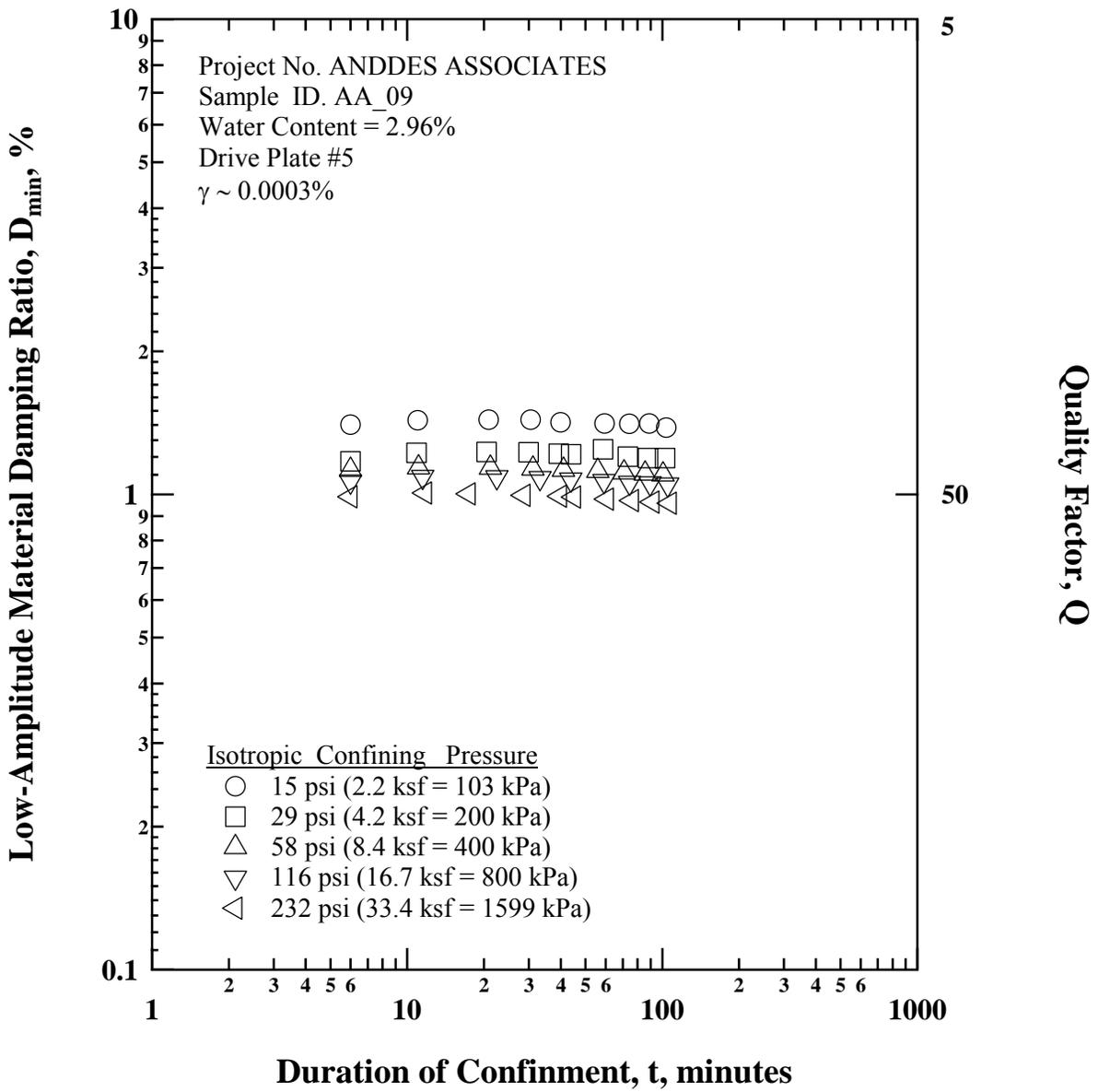


Figure C.2 Variation in Low-Amplitude Material Damping Ratio with Magnitude and Duration of Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_09

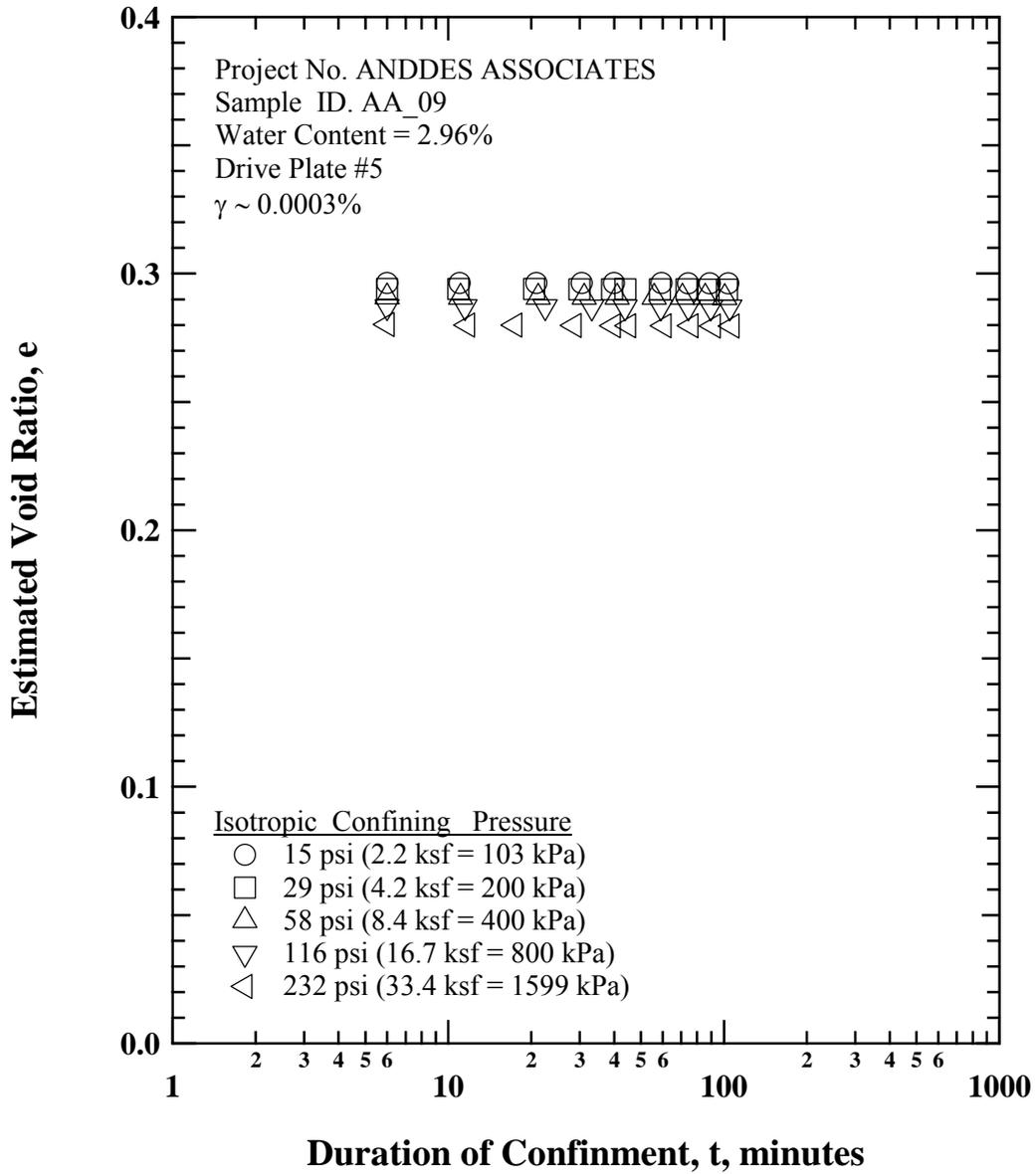


Figure C.3 Variation in Estimated Void Ratio with Magnitude and Duration of Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_09

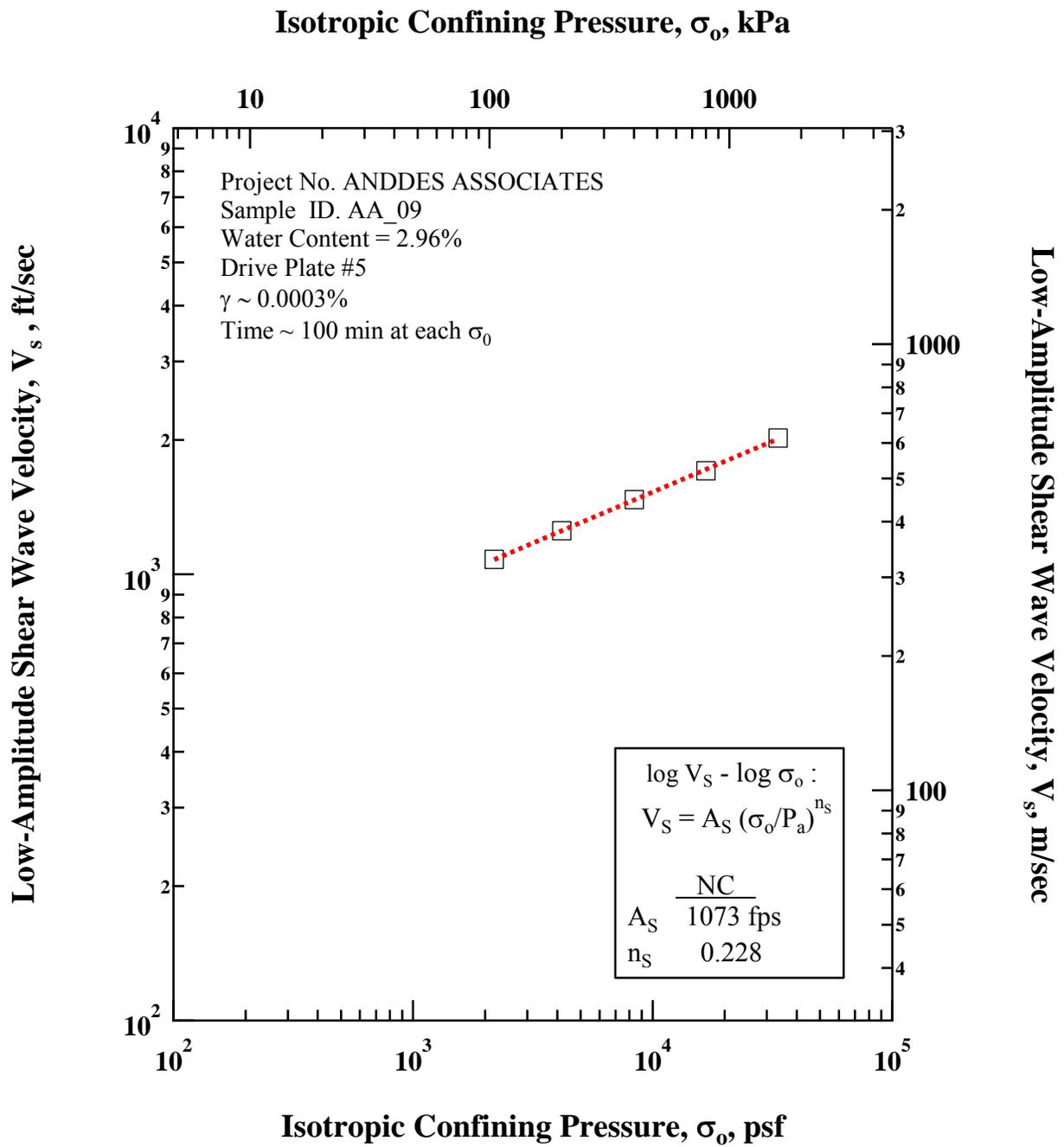


Figure C.4    Variation in Low-Amplitude Shear Wave Velocity with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_09

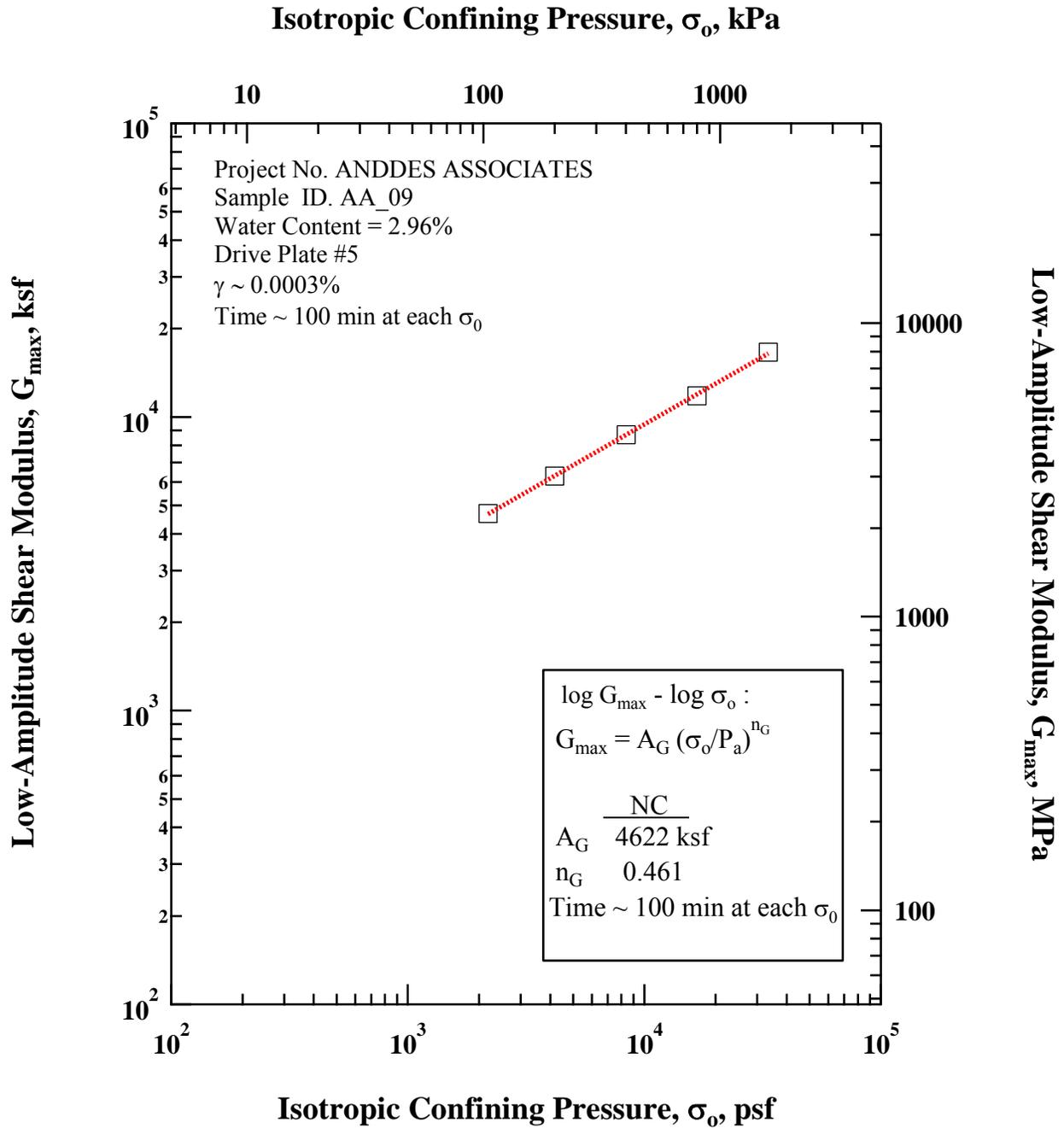


Figure C.5 Variation in Low-Amplitude Shear Modulus with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_09

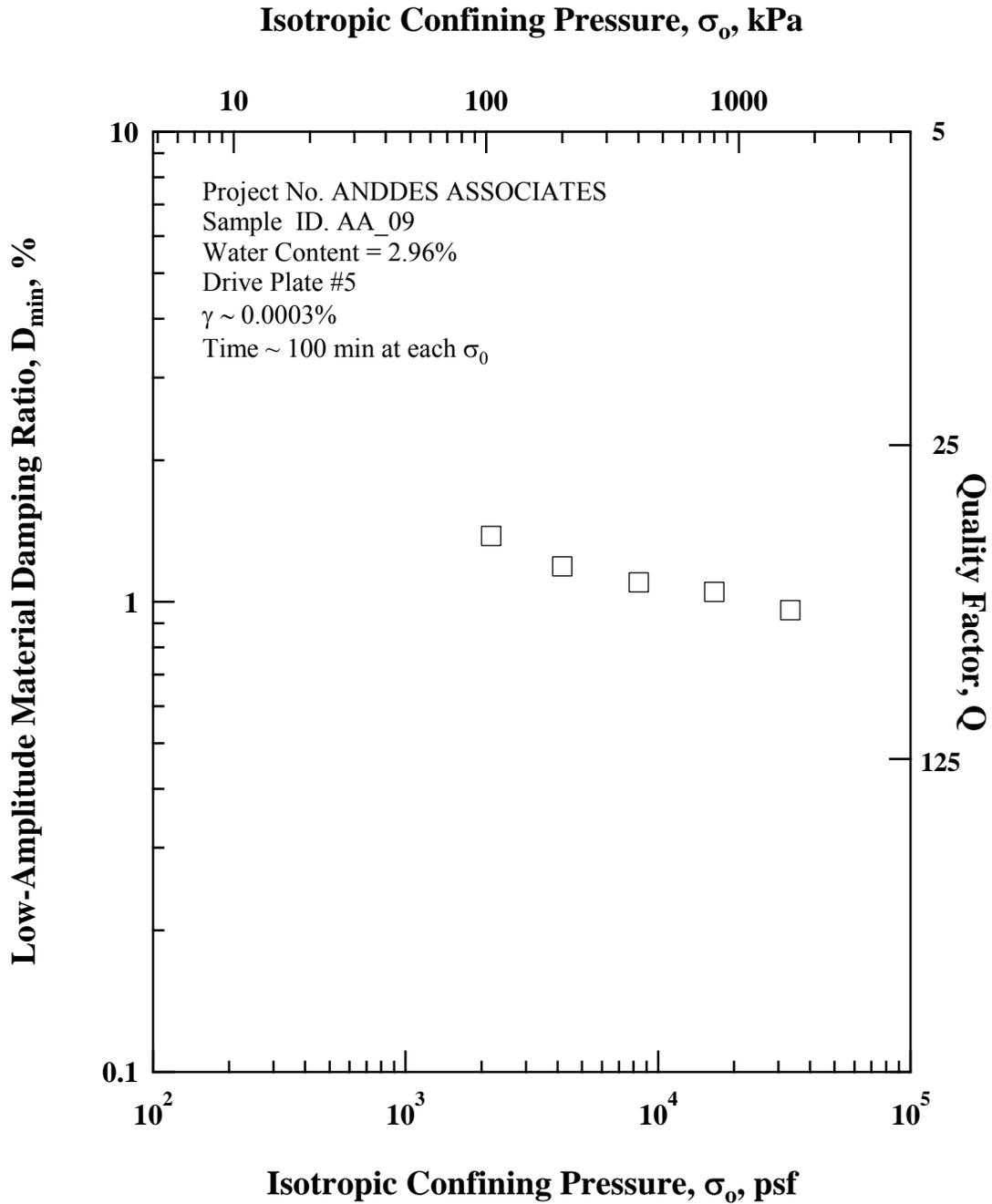


Figure C.6 Variation in Low-Amplitude Material Damping Ratio with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_09

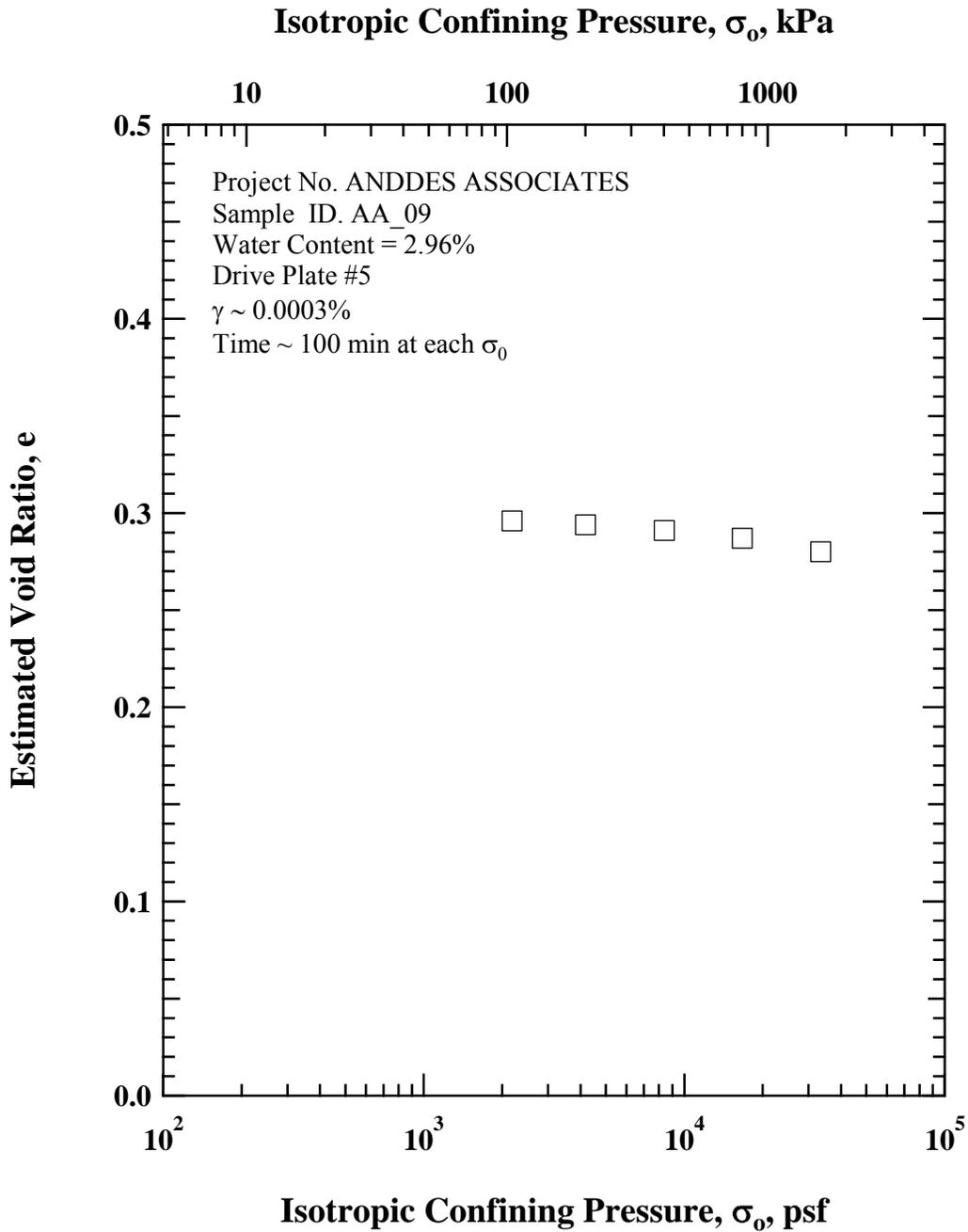


Figure C.7 Variation in Estimated Void Ratio with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_09

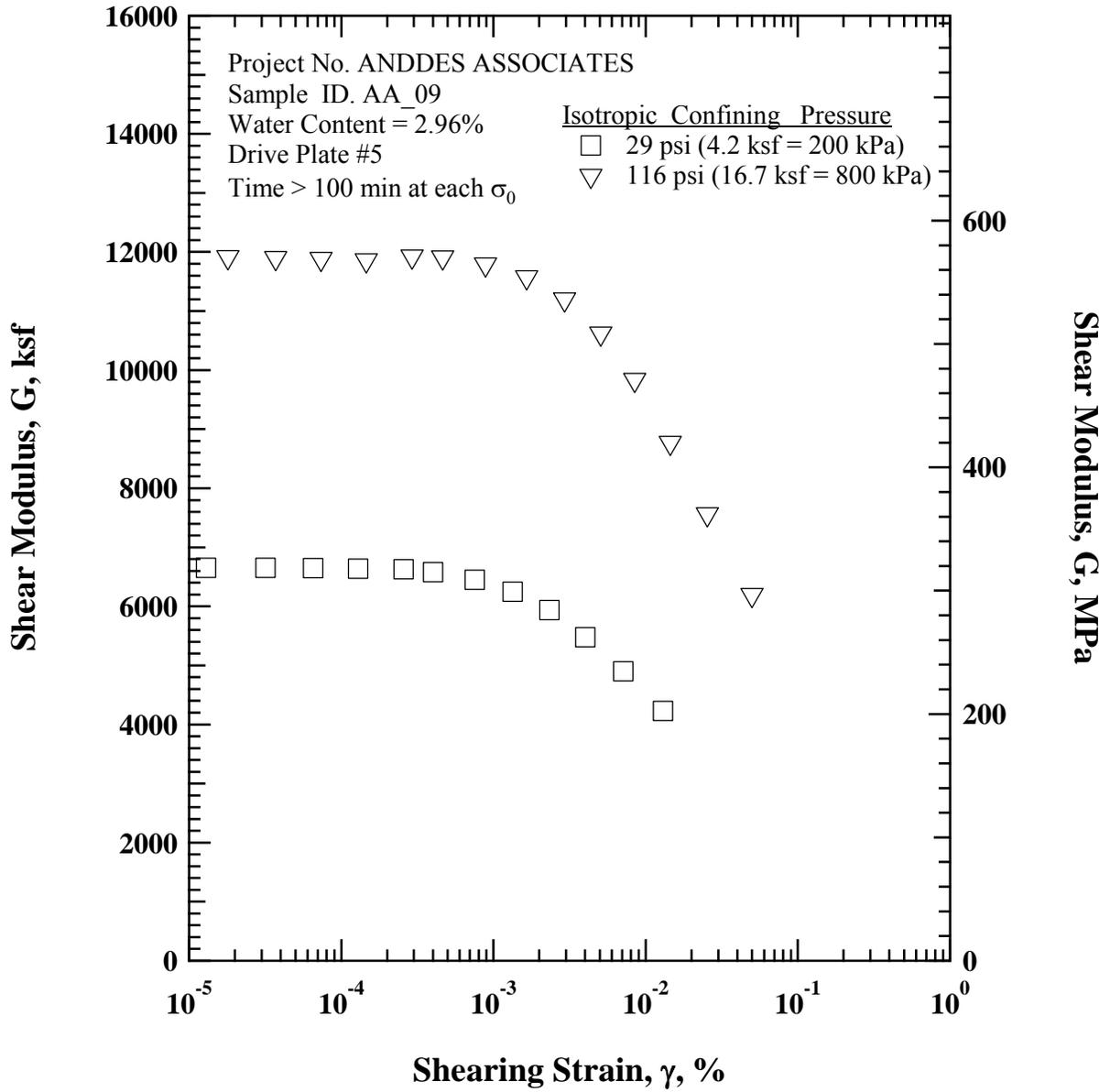


Figure C.8 Variation in Shear Modulus with Shearing Strain at Different Isotropic Confining Pressures from Resonant Column Tests of Specimen AA\_09

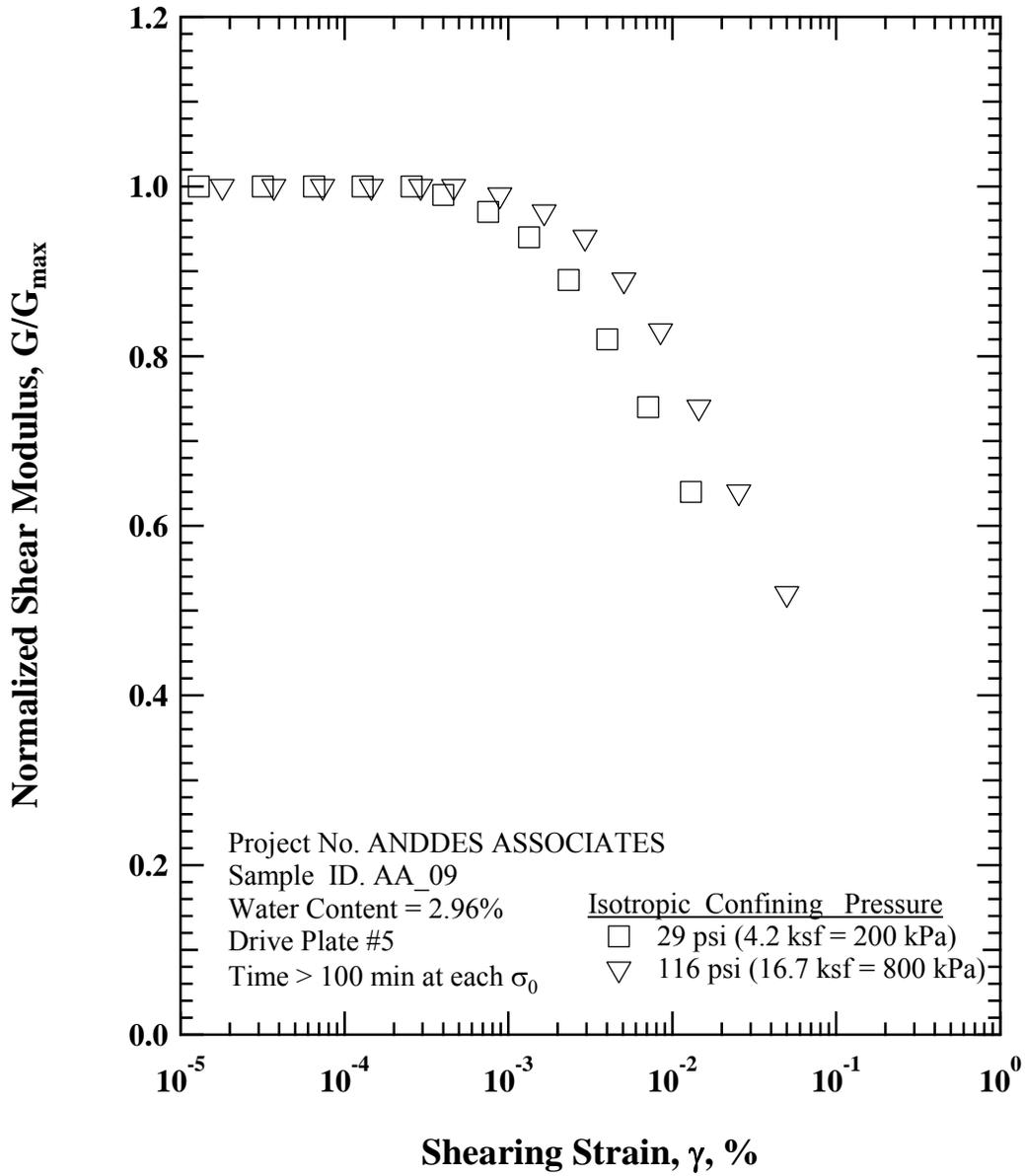


Figure C.9 Variation in Normalized Shear Modulus with Shearing Strain at Different Isotropic Confining Pressures from Resonant Column Tests of Specimen AA\_09

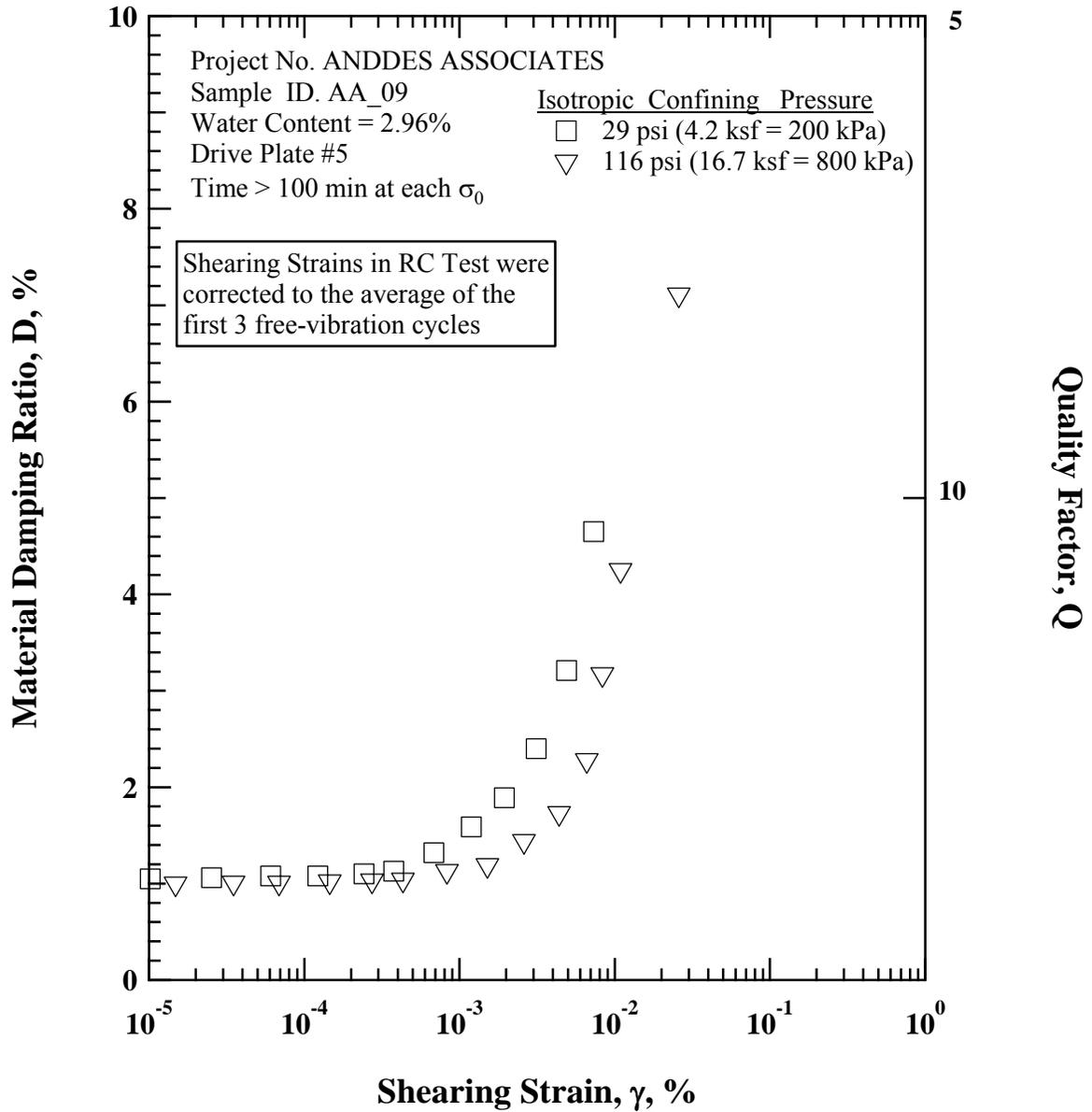


Figure C.10 Variation in Material Damping Ratio with Shearing Strain at Different Isotropic Confining Pressures from Resonant Column Tests of Specimen AA\_09

Variation in Low-Amplitude Shear Wave Velocity, Low-Amplitude Shear Modulus, Low-Amplitude Material Damping Ratio, and Estimated Total Unit Weight with Isotropic Confining Pressure from RC Tests of Specimen AA\_09

Isotropic Confining Pressure, $\sigma_0'$			Low-Amplitude Shear Modulus, $G_{max}$		Low-Amplitude Shear Wave Velocity, $V_s$	Low-Amplitude Material Damping Ratio, $D_{min}$	Estimated Void Ratio, $e$
(psi)	(psf)	(kPa)	(ksf)	(MPa)	(fps)	(%)	
15	2180	104	4701	225.1	1082	1.38	0.296
29	4176	200	6311	302.2	1252	1.19	0.294
58	8381	401	8730	418.0	1471	1.10	0.291
116	16704	800	11827	566.3	1710	1.05	0.287
232	33408	1600	16616	795.6	2021	0.96	0.28

Table C.1 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from RC Tests of Specimen AA\_09; Isotropic Confining Pressure,  $\sigma_0' = 29$  psi (4.2 ksf = 200 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, $G$ , ksf	Normalized Shear Modulus, $G/G_{max}^*$	Average Shearing Strain <sup>+</sup> , %	Material Damping Ratio <sup>x</sup> , $D$ , %
1.29E-05	6655	1.00	1.02E-05	1.05
3.18E-05	6652	1.00	2.53E-05	1.06
6.53E-05	6648	1.00	6.08E-05	1.08
1.29E-04	6636	1.00	1.22E-04	1.08
2.56E-04	6630	1.00	2.42E-04	1.10
4.01E-04	6581	0.99	3.76E-04	1.13
7.54E-04	6449	0.97	6.85E-04	1.32
1.34E-03	6248	0.94	1.19E-03	1.59
2.33E-03	5935	0.89	1.95E-03	1.89
4.02E-03	5477	0.82	3.12E-03	2.40
7.12E-03	4903	0.74	4.90E-03	3.21
1.30E-02	4231	0.64	7.31E-03	4.65

\* $G_{max}$  is the average value of the measurements at the first three strain levels (6652 ksf)

<sup>+</sup> Average Shearing Strain from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

<sup>x</sup> Average Damping Ratio from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

Table C.2 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from RC Tests of Specimen AA\_09; Isotropic Confining Pressure,  $\sigma_0' = 116$  psi (16.7 ksf = 800 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax*	Average Shearing Strain <sup>+</sup> , %	Material Damping Ratio <sup>x</sup> , D, %
1.80E-05	11912	1.00	1.48E-05	1.00
3.71E-05	11901	1.00	3.50E-05	1.01
7.36E-05	11883	1.00	6.87E-05	1.01
1.46E-04	11858	1.00	1.46E-04	1.02
2.92E-04	11922	1.00	2.73E-04	1.03
4.63E-04	11909	1.00	4.32E-04	1.04
8.86E-04	11792	0.99	8.30E-04	1.13
1.65E-03	11575	0.97	1.51E-03	1.19
2.93E-03	11198	0.94	2.60E-03	1.44
5.07E-03	10621	0.89	4.39E-03	1.73
8.47E-03	9835	0.83	6.62E-03	2.28
1.45E-02	8768	0.74	8.32E-03	3.17
2.54E-02	7561	0.64	1.09E-02	4.25
4.99E-02	6195	0.52	2.58E-02	7.11

\*Gmax is the average value of the measurements at the first three strain levels (11898 ksf)

<sup>+</sup> Average Shearing Strain from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

<sup>x</sup> Average Damping Ratio from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

# **RCTS Testing**

## **Material Granular “A”**

**Project: Anddes Associates**  
**Specimen ID. AA\_11**

**Specimen Diameter = 7.19 cm**  
**Total Unit Weight = 2.04 g/cm<sup>3</sup>**  
**Dry Unit Weight = 1.98 g/cm<sup>3</sup>**  
**Water Content = 2.94 %**  
**Assumed Specific Gravity = 2.61<sup>3</sup>**  
**Degree of Saturation = 24.4 %**

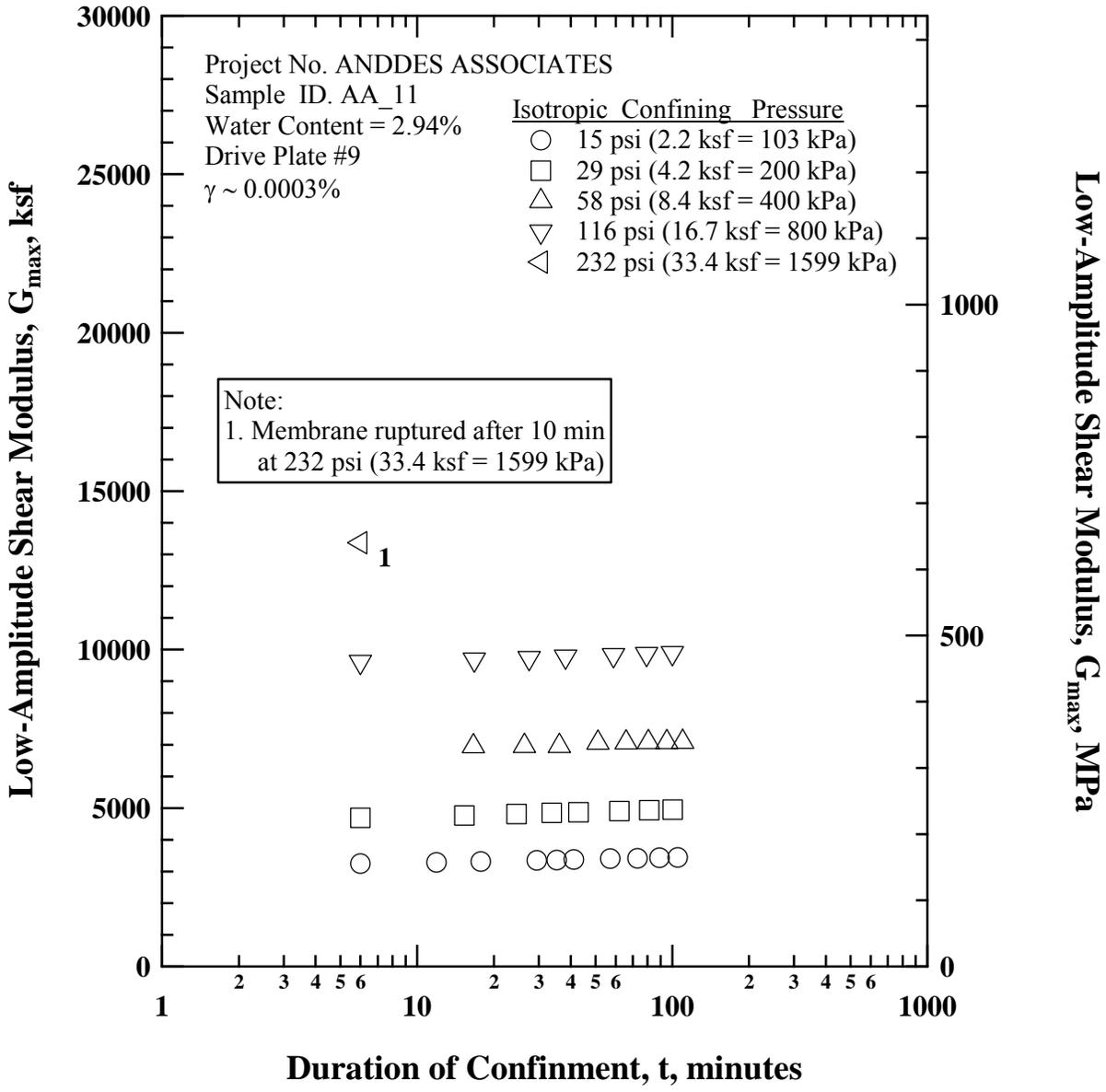


Figure D.1 Variation in Low-Amplitude Shear Modulus with Magnitude and Duration of Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_11

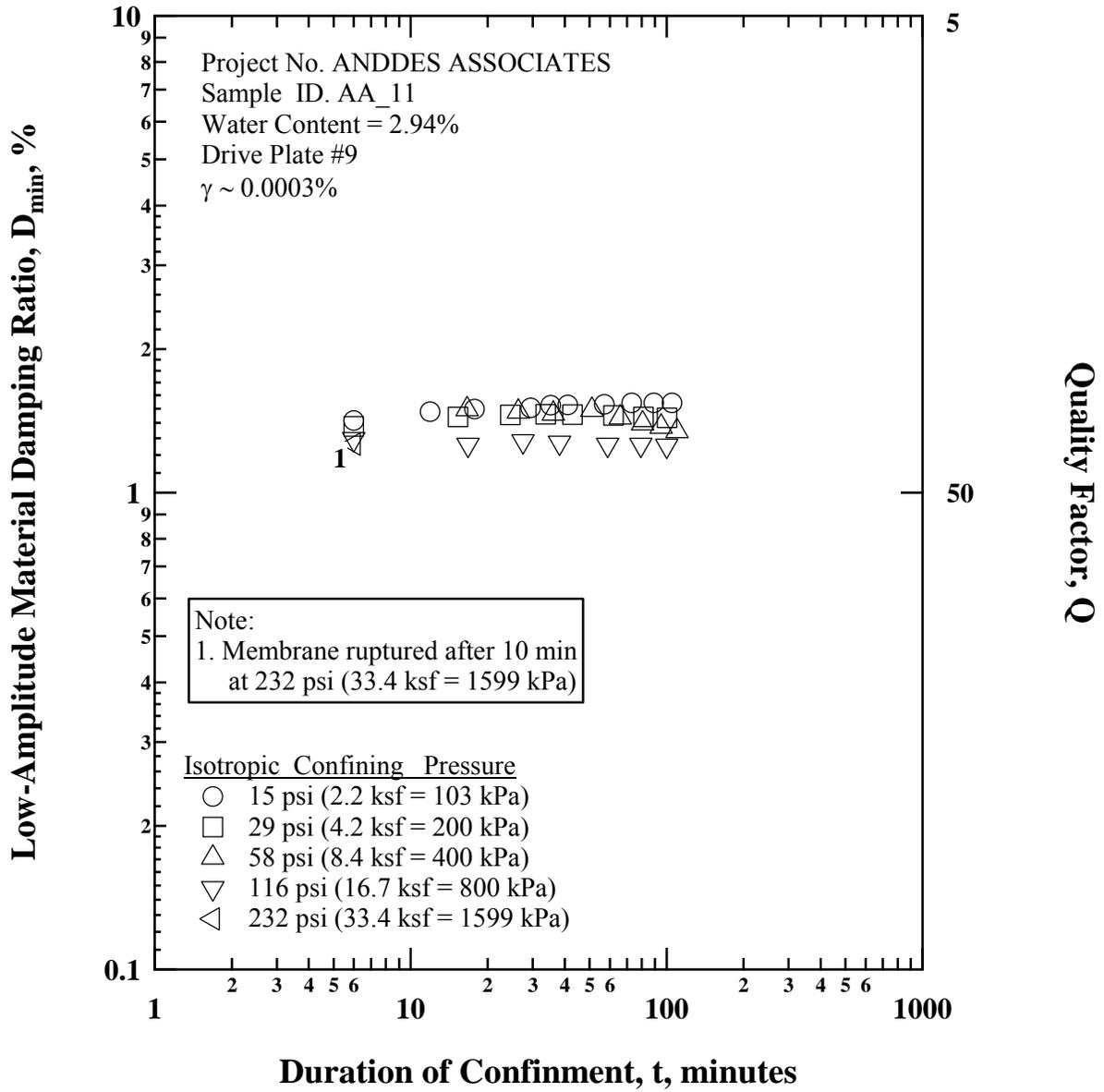


Figure D.2 Variation in Low-Amplitude Material Damping Ratio with Magnitude and Duration of Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_11

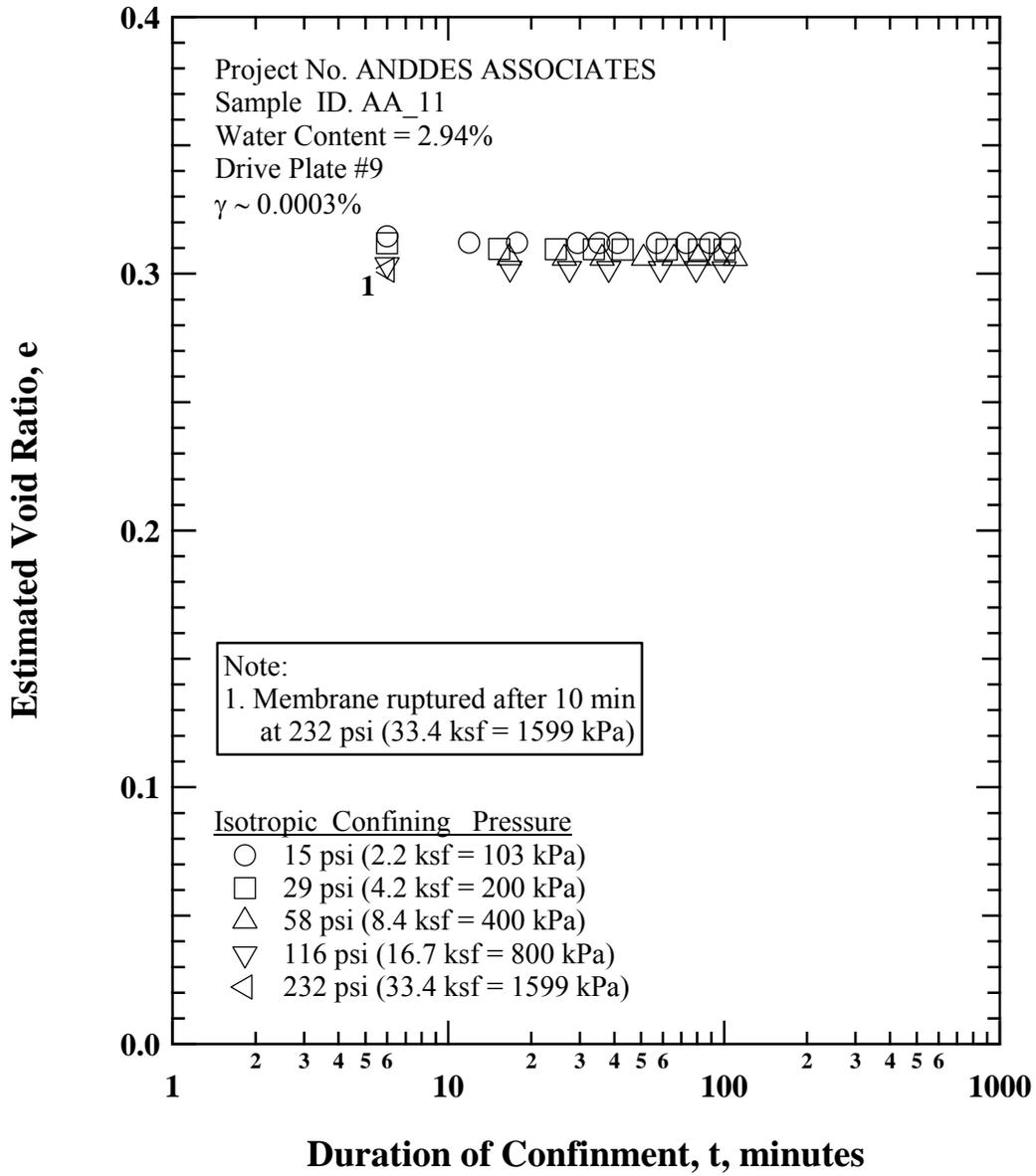


Figure D.3 Variation in Estimated Void Ratio with Magnitude and Duration of Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_11

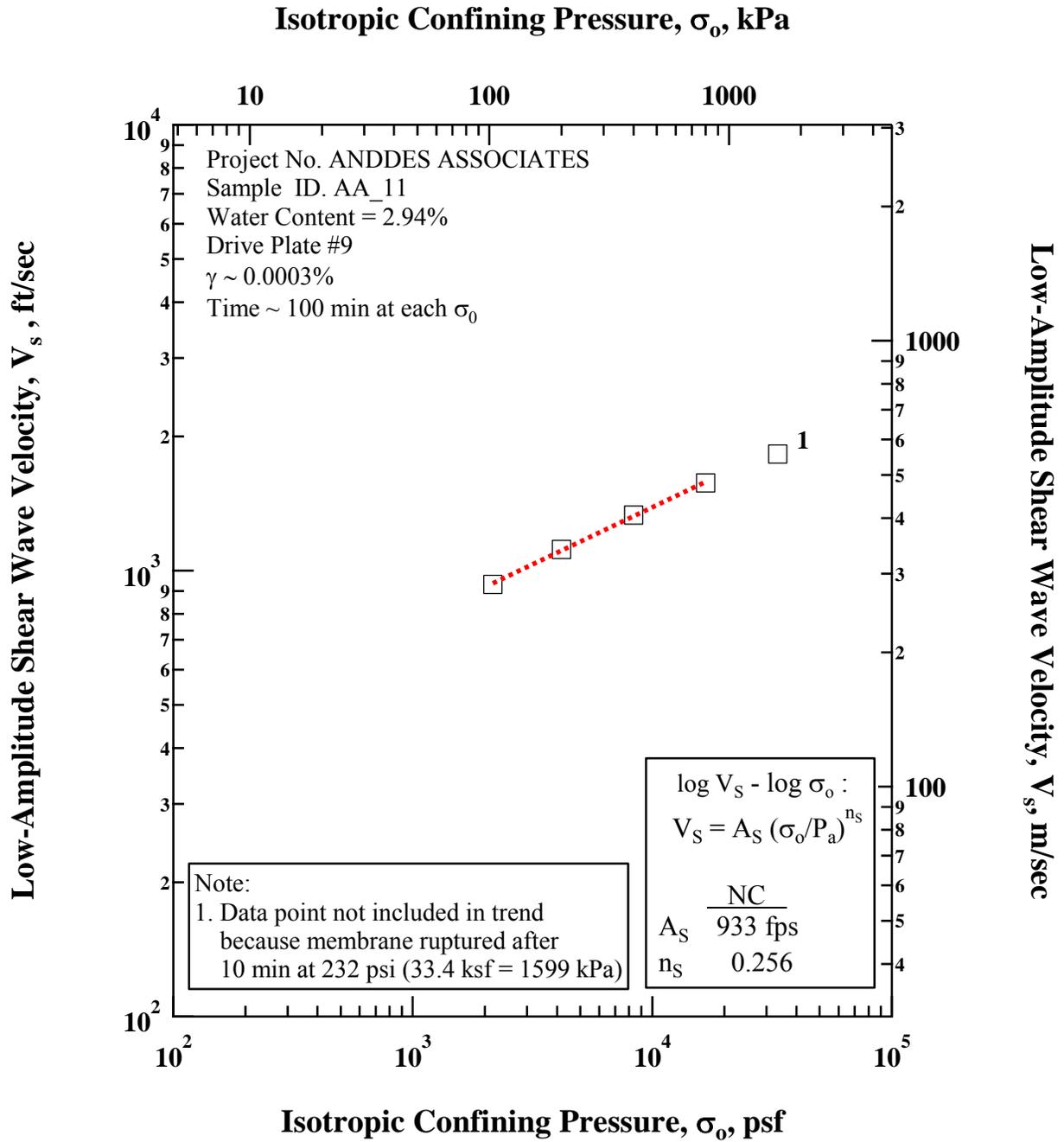


Figure D.4 Variation in Low-Amplitude Shear Wave Velocity with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_11

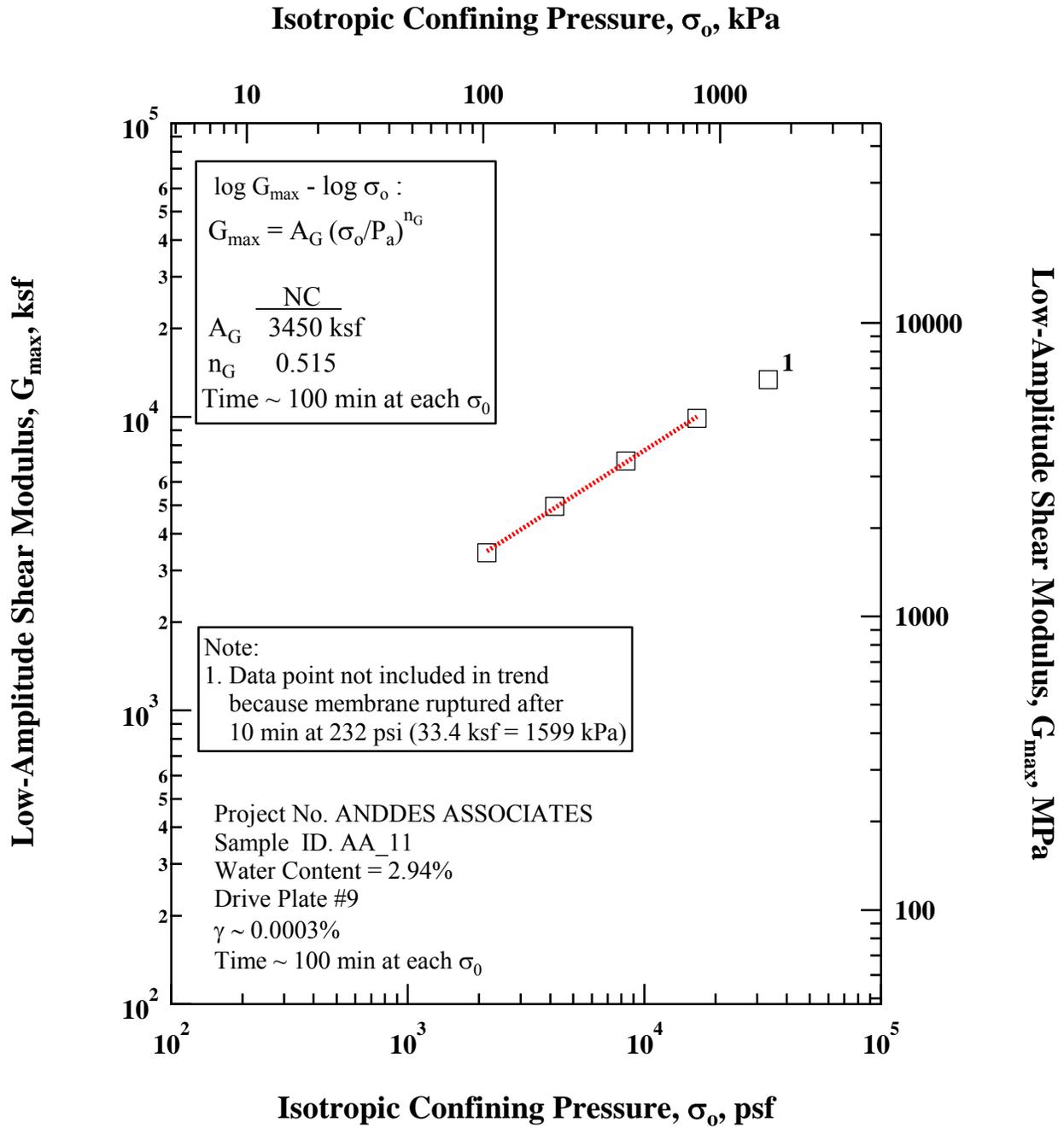


Figure D.5 Variation in Low-Amplitude Shear Modulus with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_11

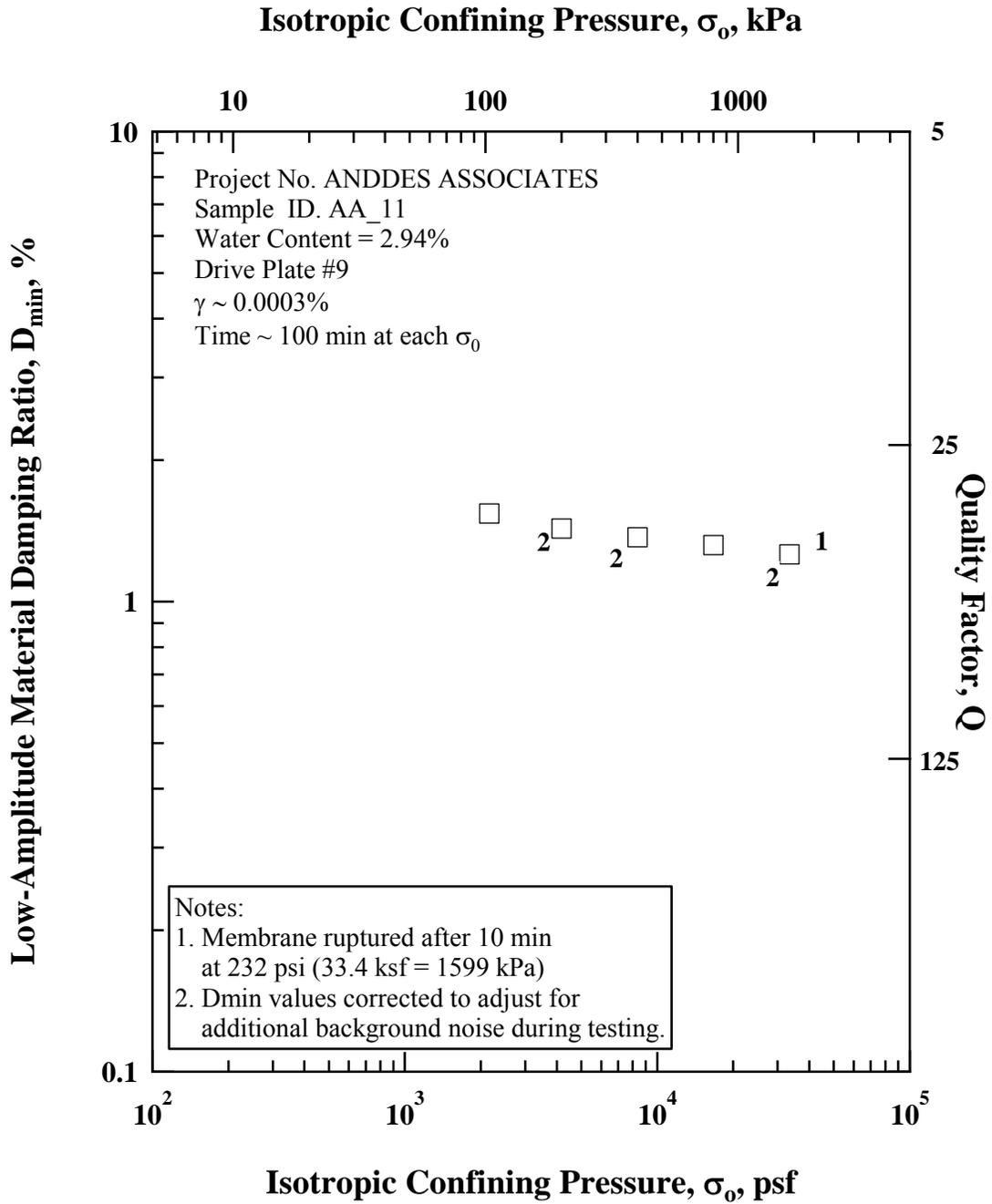


Figure D.6 Variation in Low-Amplitude Material Damping Ratio with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_11

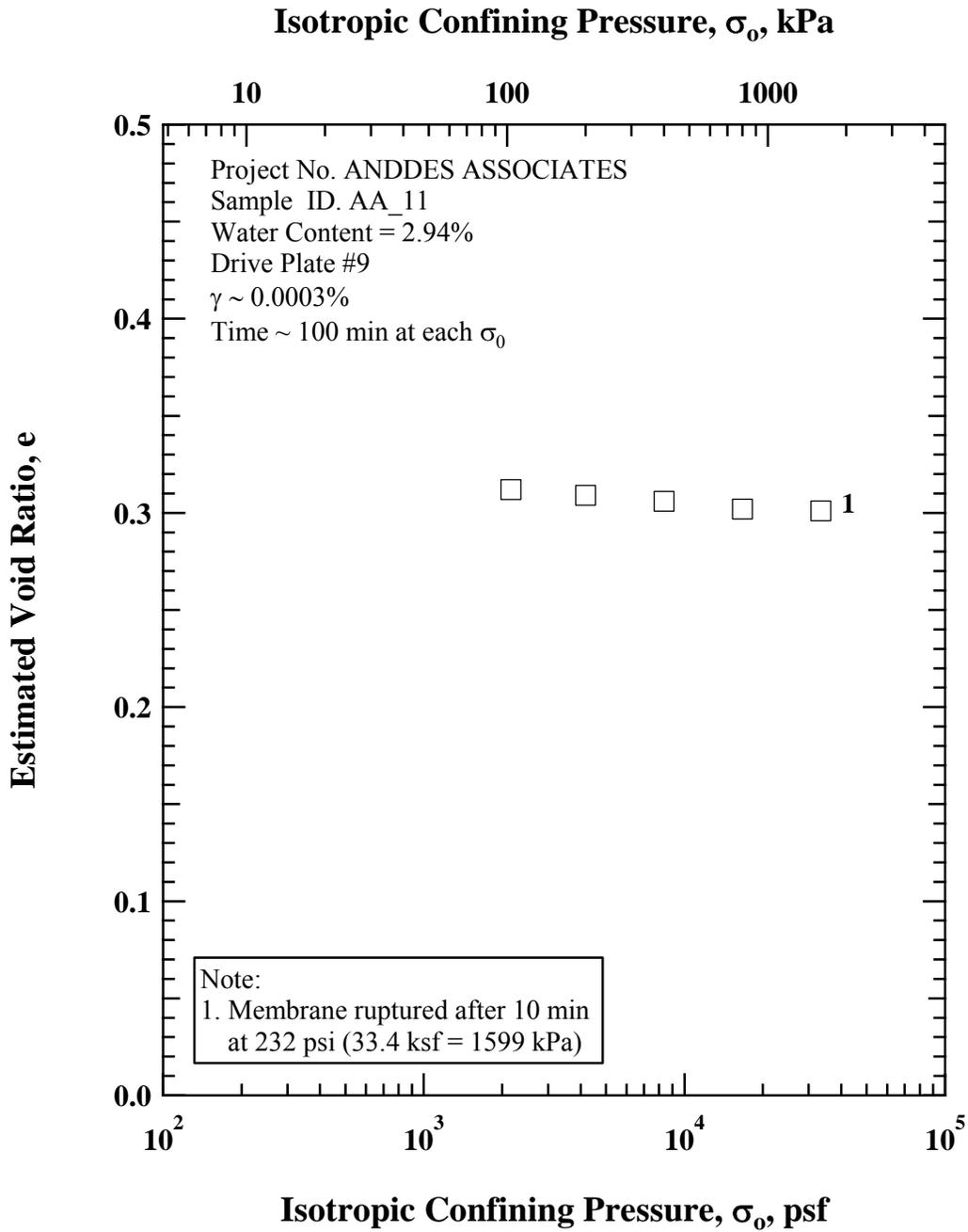


Figure D.7 Variation in Estimated Void Ratio with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_11

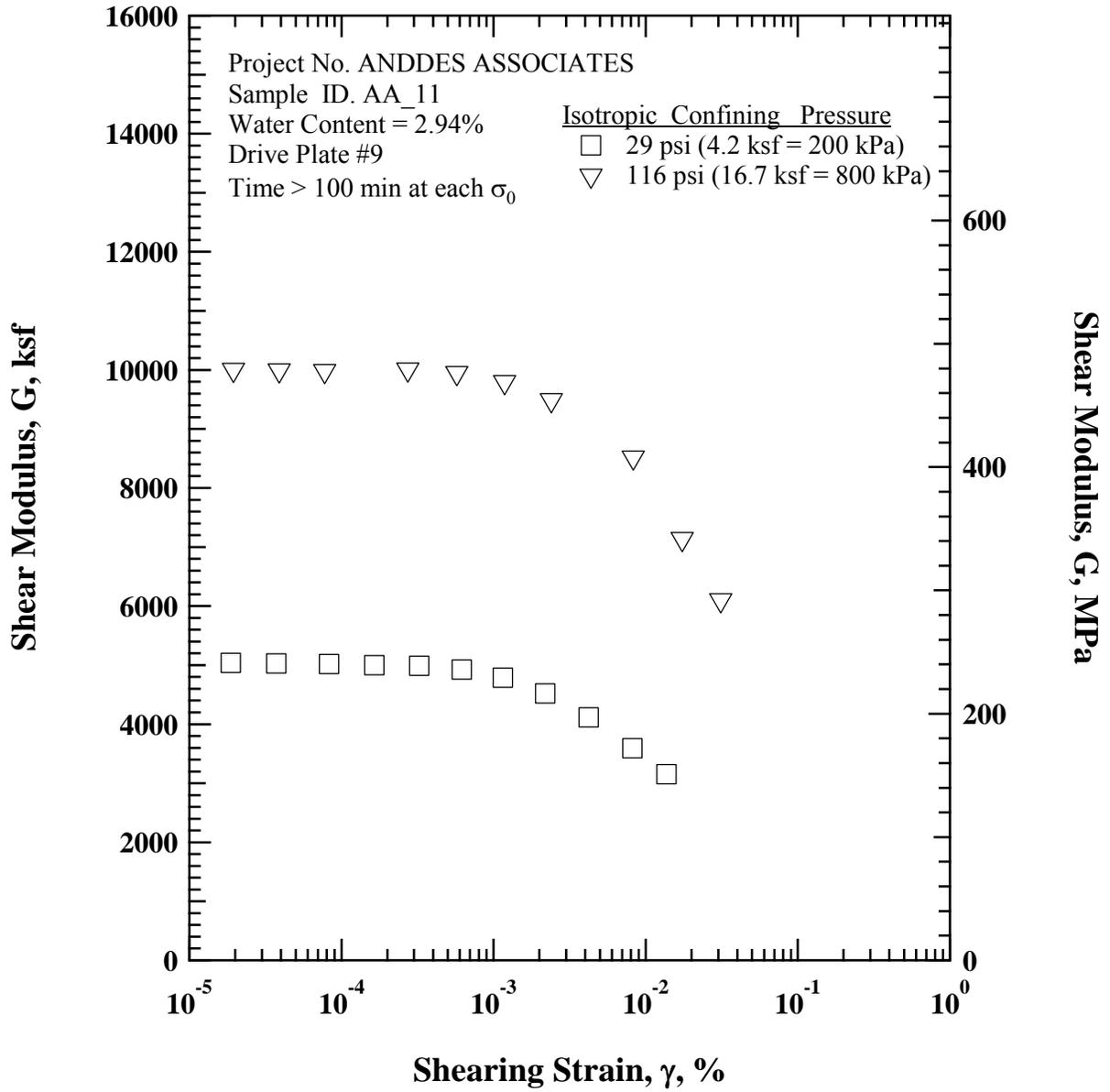


Figure D.8 Variation in Shear Modulus with Shearing Strain at Different Isotropic Confining Pressures from Resonant Column Tests of Specimen AA\_11

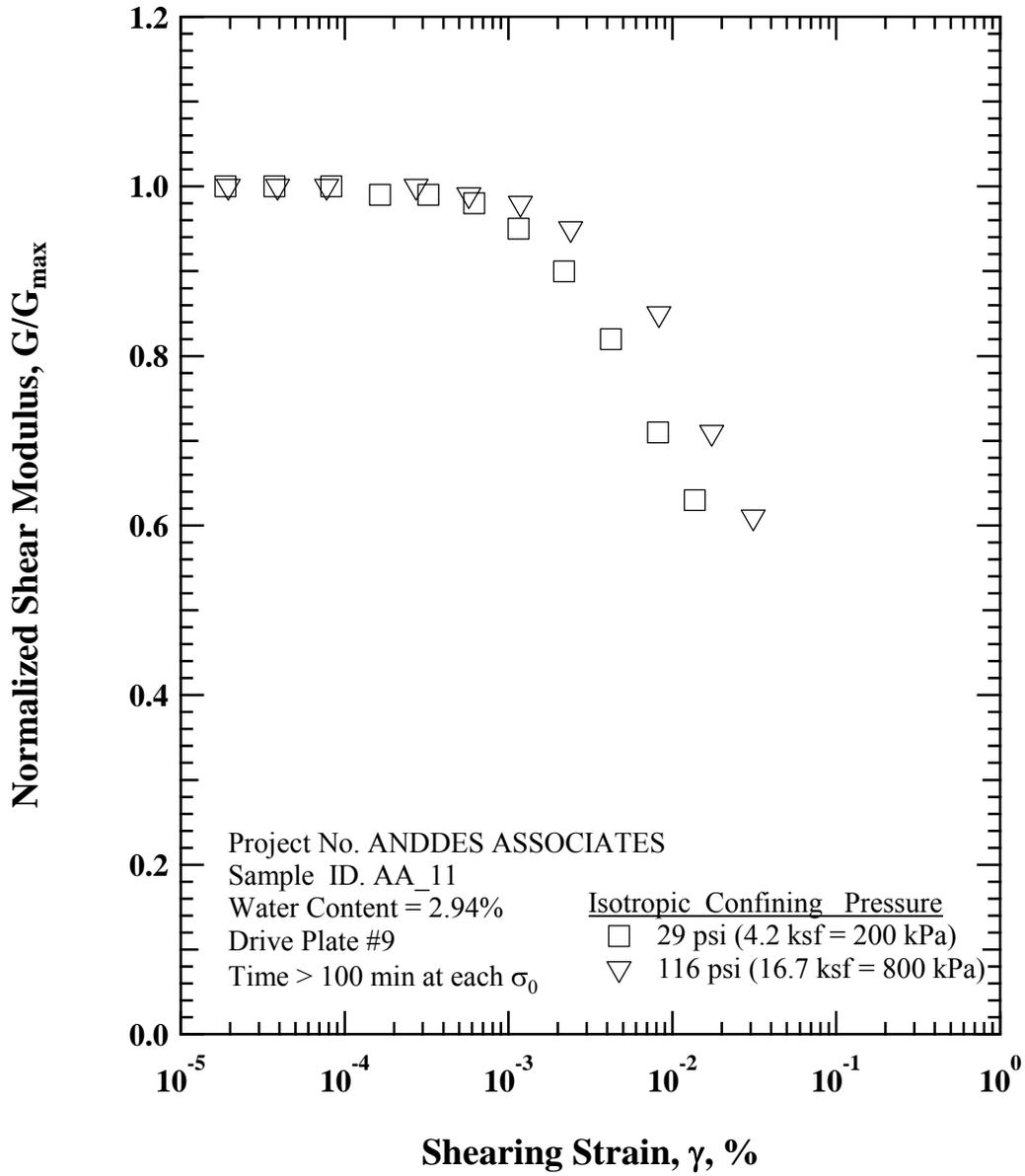


Figure D.9 Variation in Normalized Shear Modulus with Shearing Strain at Different Isotropic Confining Pressures from Resonant Column Tests of Specimen AA\_11

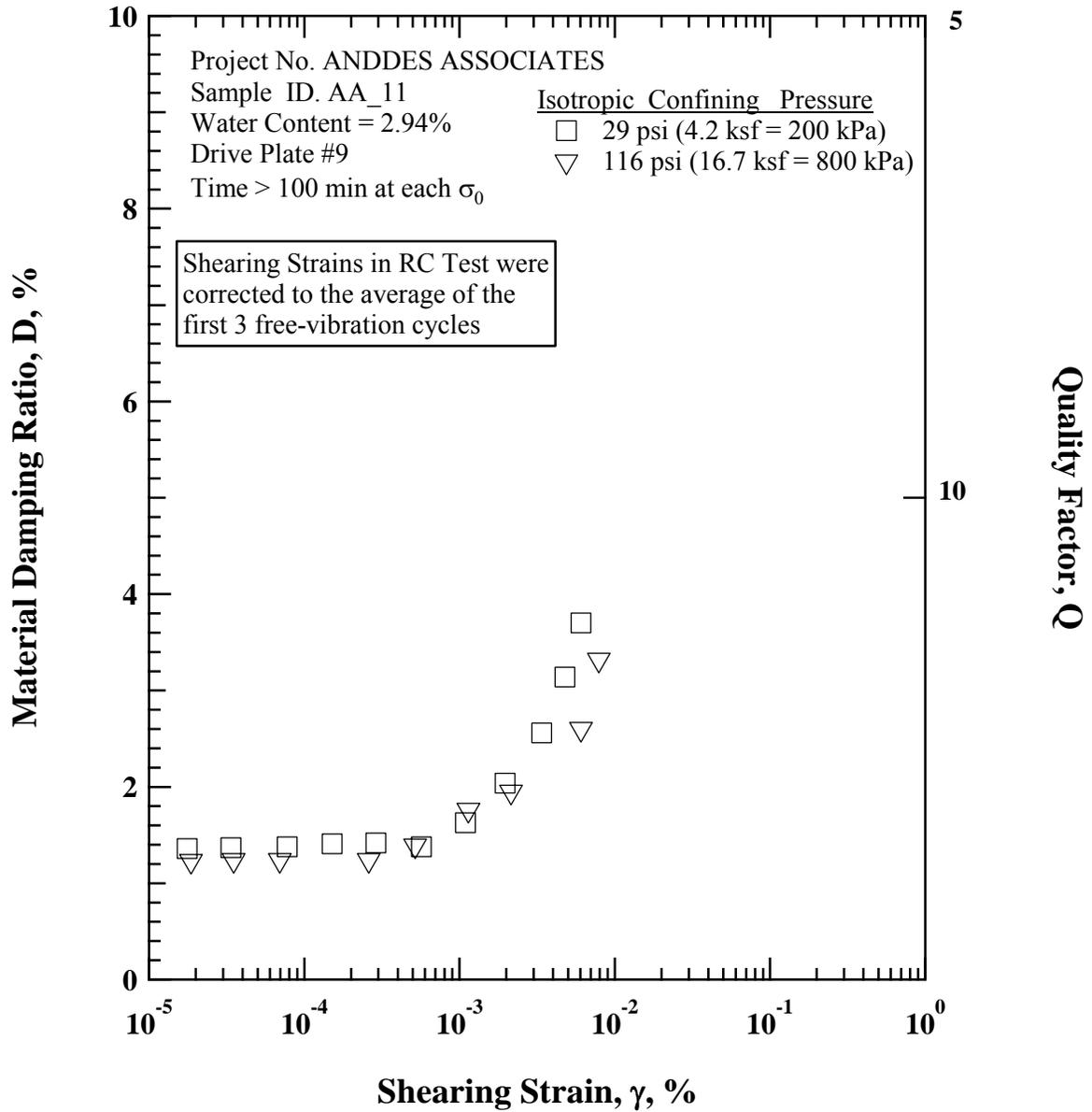


Figure D.10 Variation in Material Damping Ratio with Shearing Strain at Different Isotropic Confining Pressures from Resonant Column Tests of Specimen AA\_11

Table D.1 Variation in Low-Amplitude Shear Wave Velocity, Low-Amplitude Shear Modulus, Low-Amplitude Material Damping Ratio, and Estimated Total Unit Weight with Isotropic Confining Pressure from RC Tests of Specimen AA\_11

Isotropic Confining Pressure, $\sigma_0'$			Low-Amplitude Shear Modulus, $G_{max}$		Low-Amplitude Shear Wave Velocity, $V_s$	Low-Amplitude Material Damping Ratio, $D_{min}$	Estimated Void Ratio, $e$
(psi)	(psf)	(kPa)	(ksf)	(MPa)	(fps)	(%)	
15	2160	103	3446	165.0	932	1.54	0.312
29	4176	200	4953	237.1	1116	1.43	0.309
58	8352	400	7082	339.1	1333	1.37	0.306
116	16704	800	9894	473.7	1573	1.28	0.302
232	33408	1600	13371	640.2	1825	1.26	0.301

Table D.2 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from RC Tests of Specimen AA\_11; Isotropic Confining Pressure,  $\sigma_0' = 29$  psi (4.2 ksf = 200 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, $G$ , ksf	Normalized Shear Modulus, $G/G_{max}$	Average Shearing Strain <sup>+</sup> , %	Material Damping Ratio <sup>x</sup> , $D$ , %
1.87E-05	5038	1.00	1.76E-05	1.36
3.72E-05	5031	1.00	3.36E-05	1.37
8.30E-05	5019	1.00	7.75E-05	1.38
1.64E-04	4999	0.99	1.51E-04	1.41
3.24E-04	4991	0.99	2.89E-04	1.42
6.17E-04	4923	0.98	5.69E-04	1.38
1.15E-03	4787	0.95	1.09E-03	1.63
2.18E-03	4522	0.90	1.96E-03	2.04
4.21E-03	4116	0.82	3.38E-03	2.56
8.17E-03	3591	0.71	4.76E-03	3.14
1.37E-02	3153	0.63	6.05E-03	3.70

<sup>+</sup> Average Shearing Strain from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

<sup>x</sup> Average Damping Ratio from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

Table D.3 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from RC Tests of Specimen AA\_11; Isotropic Confining Pressure,  $\sigma_0' = 116$  psi (16.7 ksf = 800 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Average Shearing Strain <sup>+</sup> , %	Material Damping Ratio <sup>x</sup> , D, %
9.73E-06	10011	1.00	9.05E-06	1.24
1.95E-05	10004	1.00	1.86E-05	1.23
3.90E-05	9996	1.00	3.50E-05	1.24
7.74E-05	9985	1.00	6.93E-05	1.24
2.73E-04	10011	1.00	2.60E-04	1.24
5.72E-04	9949	0.99	5.17E-04	1.39
1.18E-03	9798	0.98	1.14E-03	1.76
2.39E-03	9490	0.95	2.14E-03	1.95
8.29E-03	8520	0.85	6.06E-03	2.60
1.74E-02	7137	0.71	7.89E-03	3.32
3.11E-02	6101	0.61	5.26E-07	5.54

<sup>+</sup> Average Shearing Strain from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

<sup>x</sup> Average Damping Ratio from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

# **RCTS Testing**

## **Material Granular “B”**

**Project: Anddes Associates**  
**Specimen ID. AA\_02**

**Specimen Diameter = 7.11 cm**  
**Total Unit Weight = 1.65 g/cm<sup>3</sup>**  
**Dry Unit Weight = 1.60 g/cm<sup>3</sup>**  
**Water Content = 3.36 %**  
**Assumed Specific Gravity = 2.25**  
**Degree of Saturation = 18.6 %**

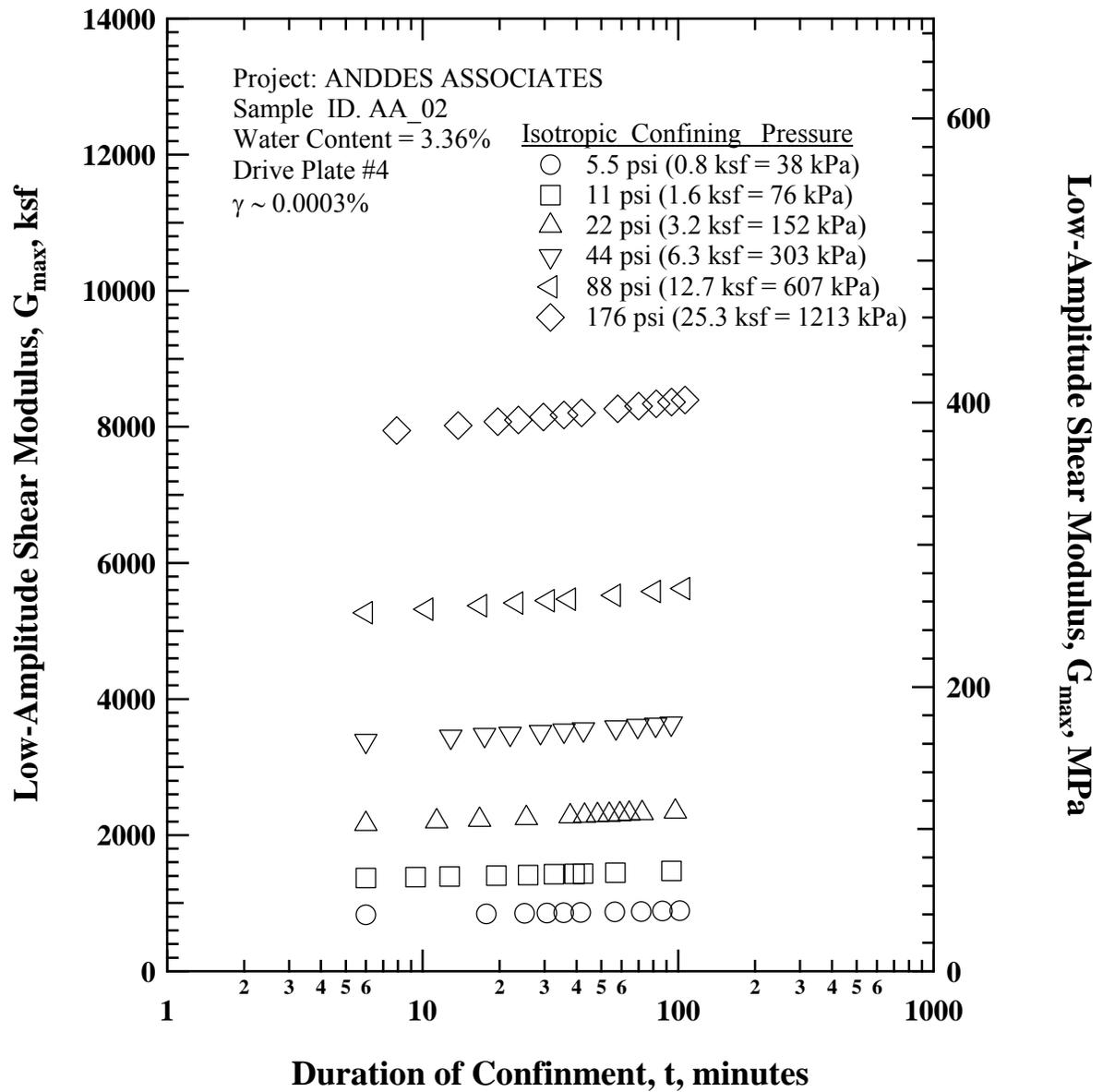


Figure A.1 Variation in Low-Amplitude Shear Modulus with Magnitude and Duration of Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_02

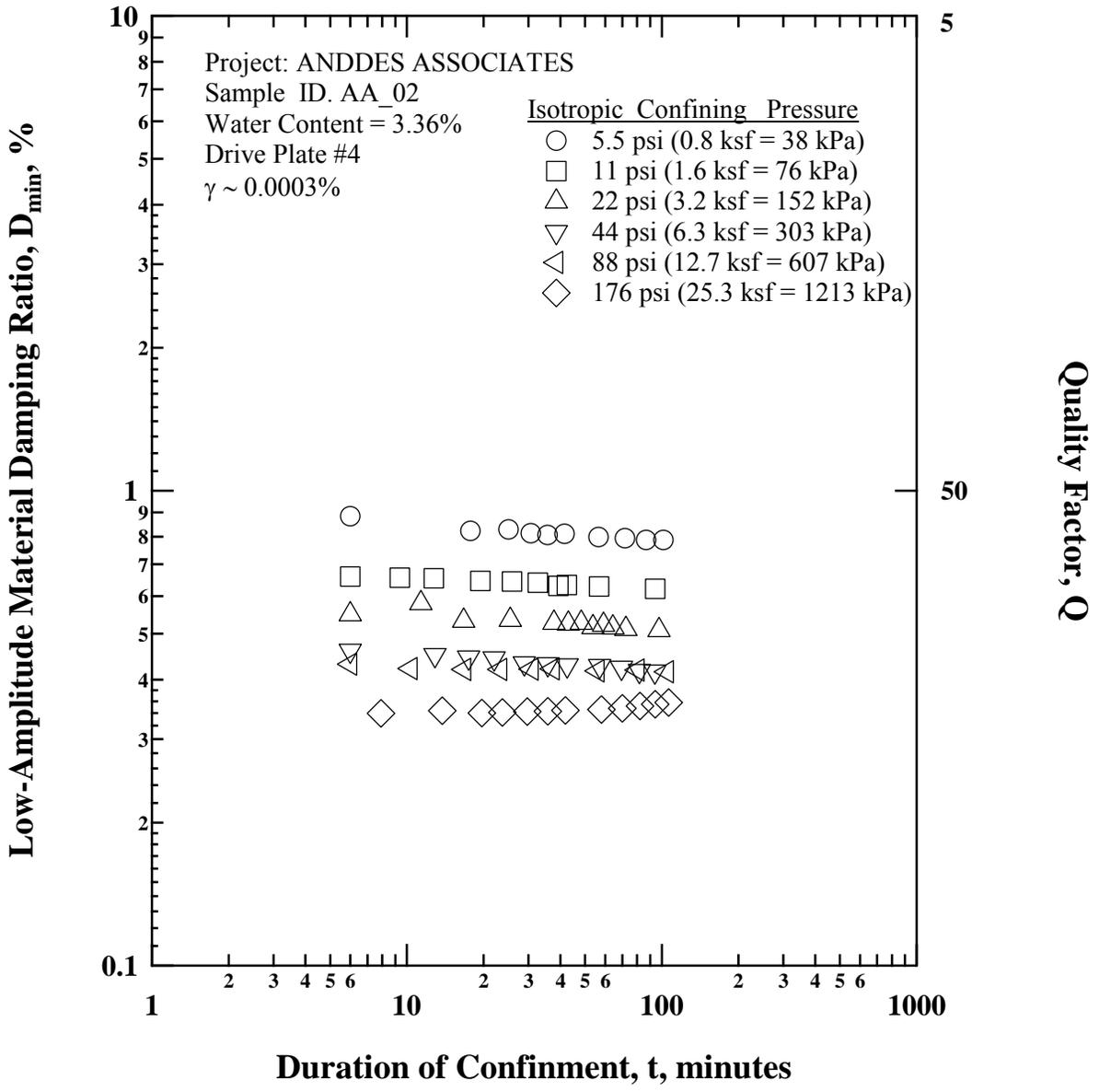


Figure A.2 Variation in Low-Amplitude Material Damping Ratio with Magnitude and Duration of Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_02

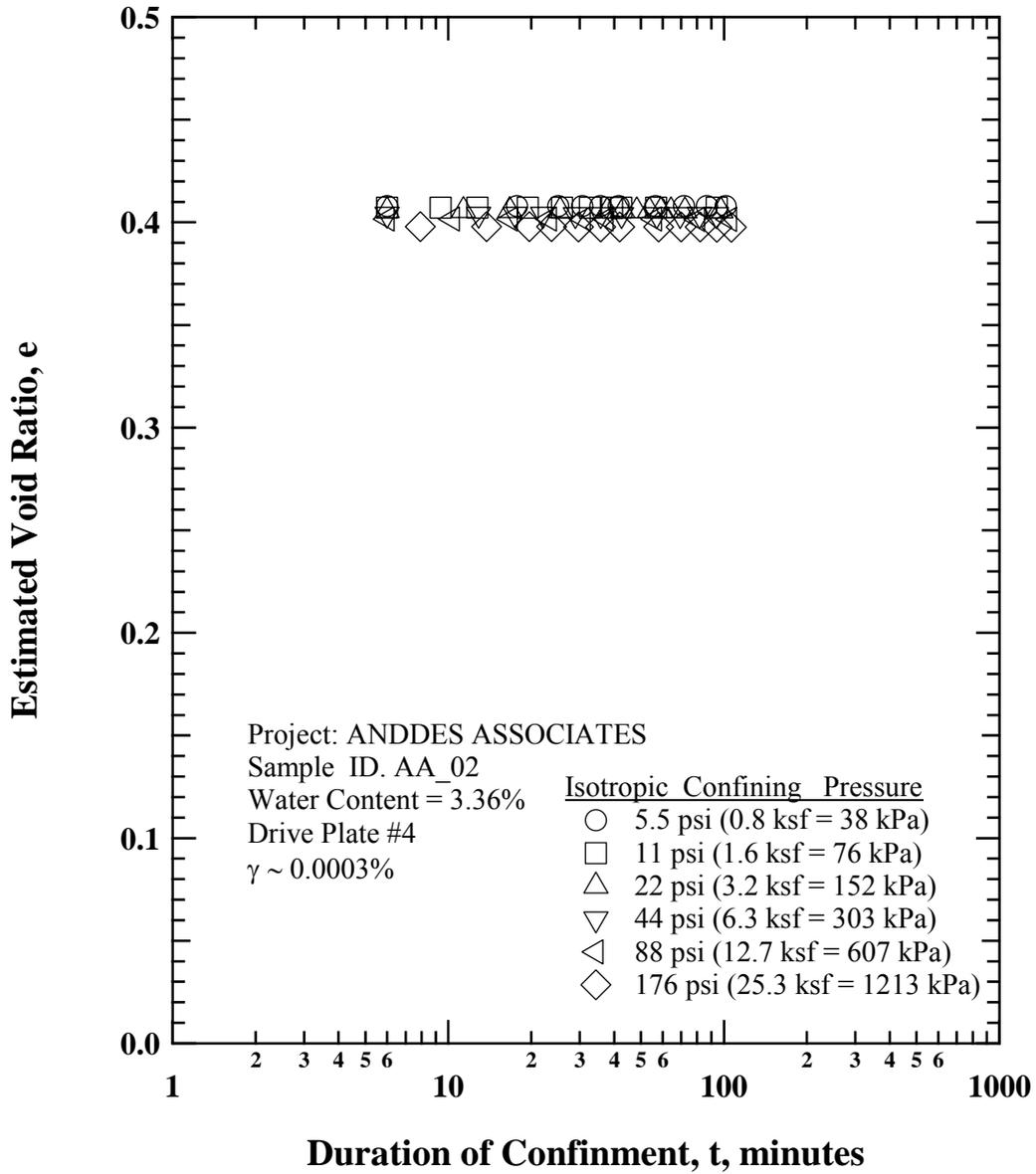


Figure A.3 Variation in Estimated Void Ratio with Magnitude and Duration of Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_02

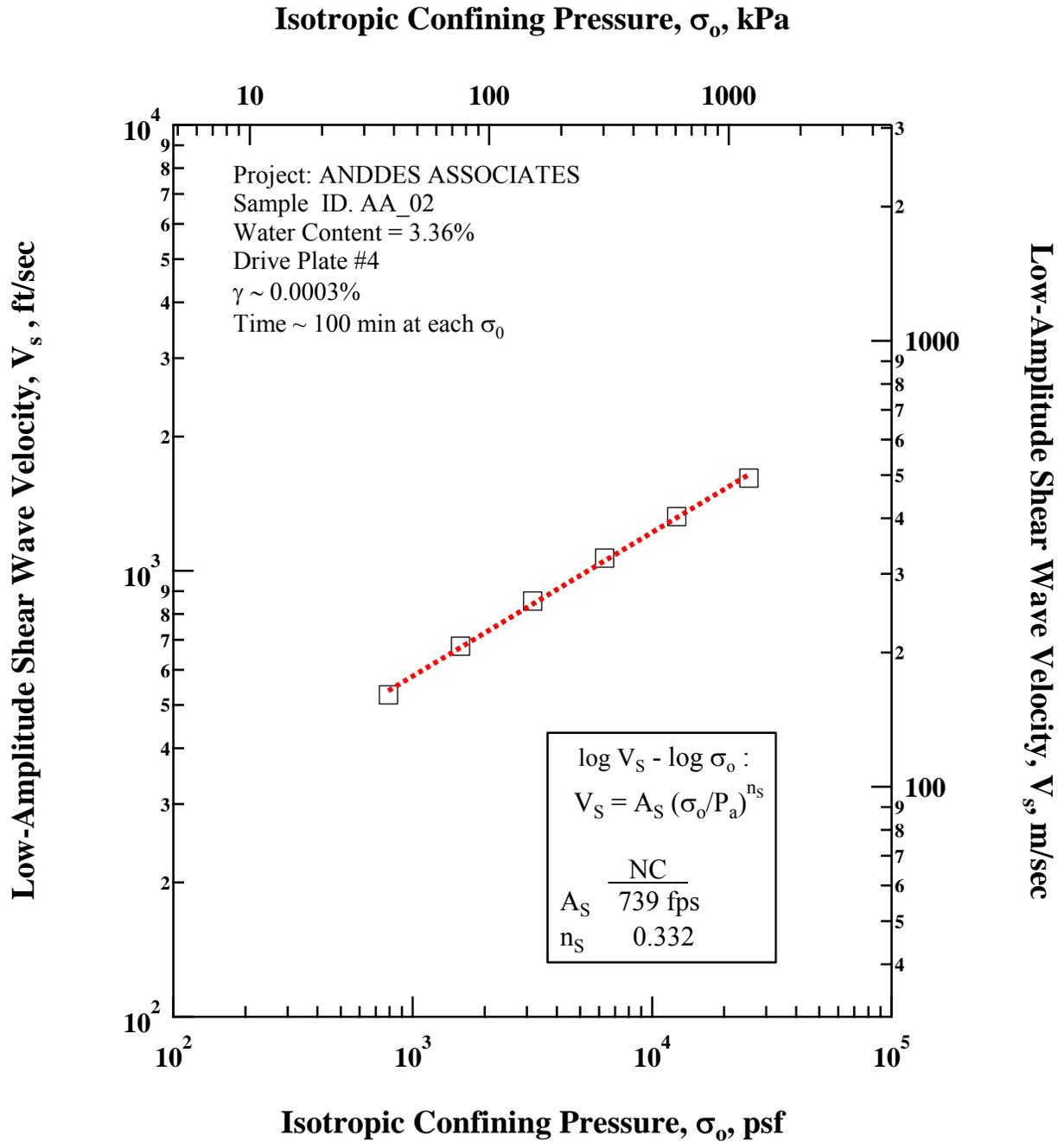


Figure A.4 Variation in Low-Amplitude Shear Wave Velocity with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_02

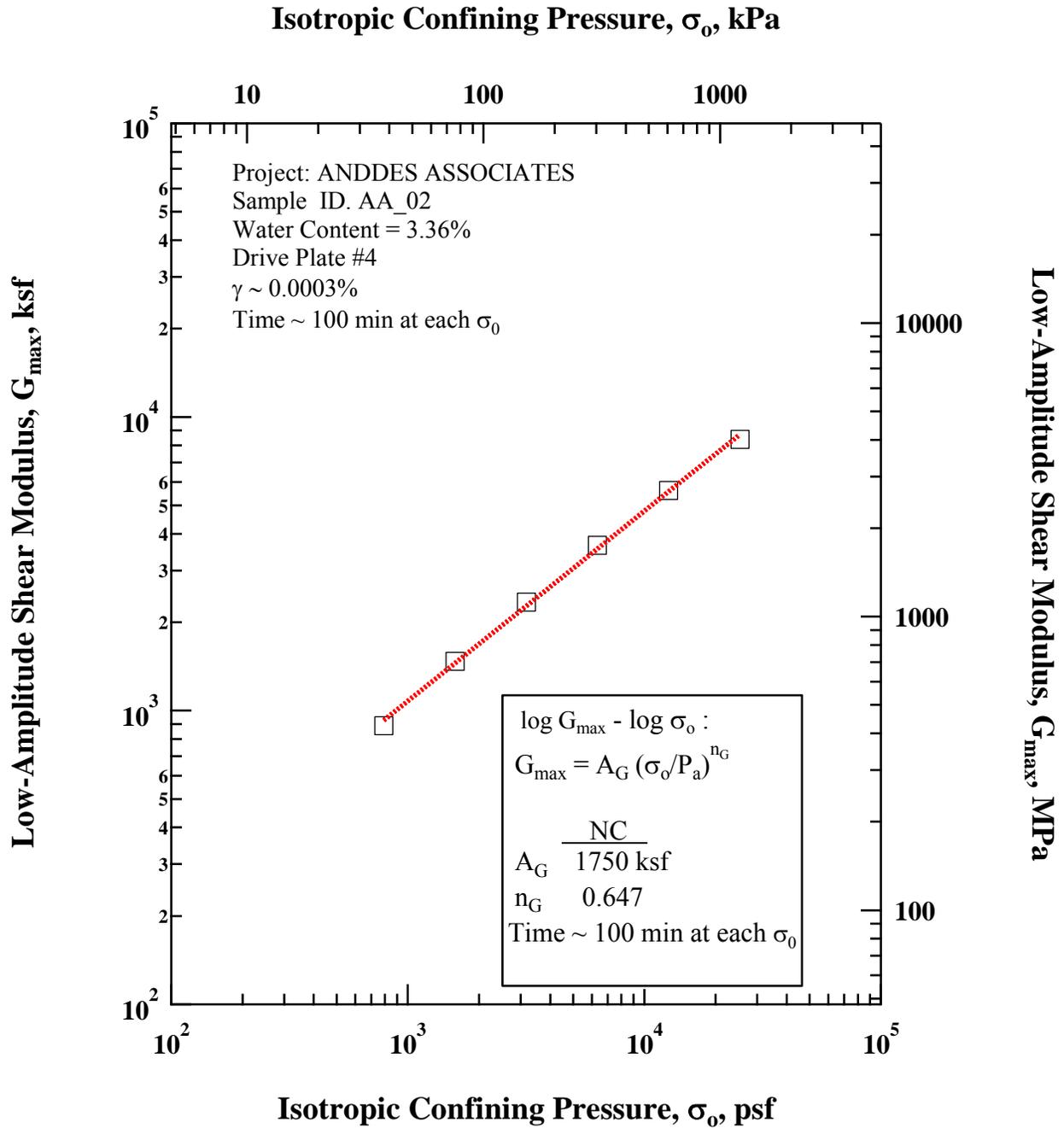


Figure A.5 Variation in Low-Amplitude Shear Modulus with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_02

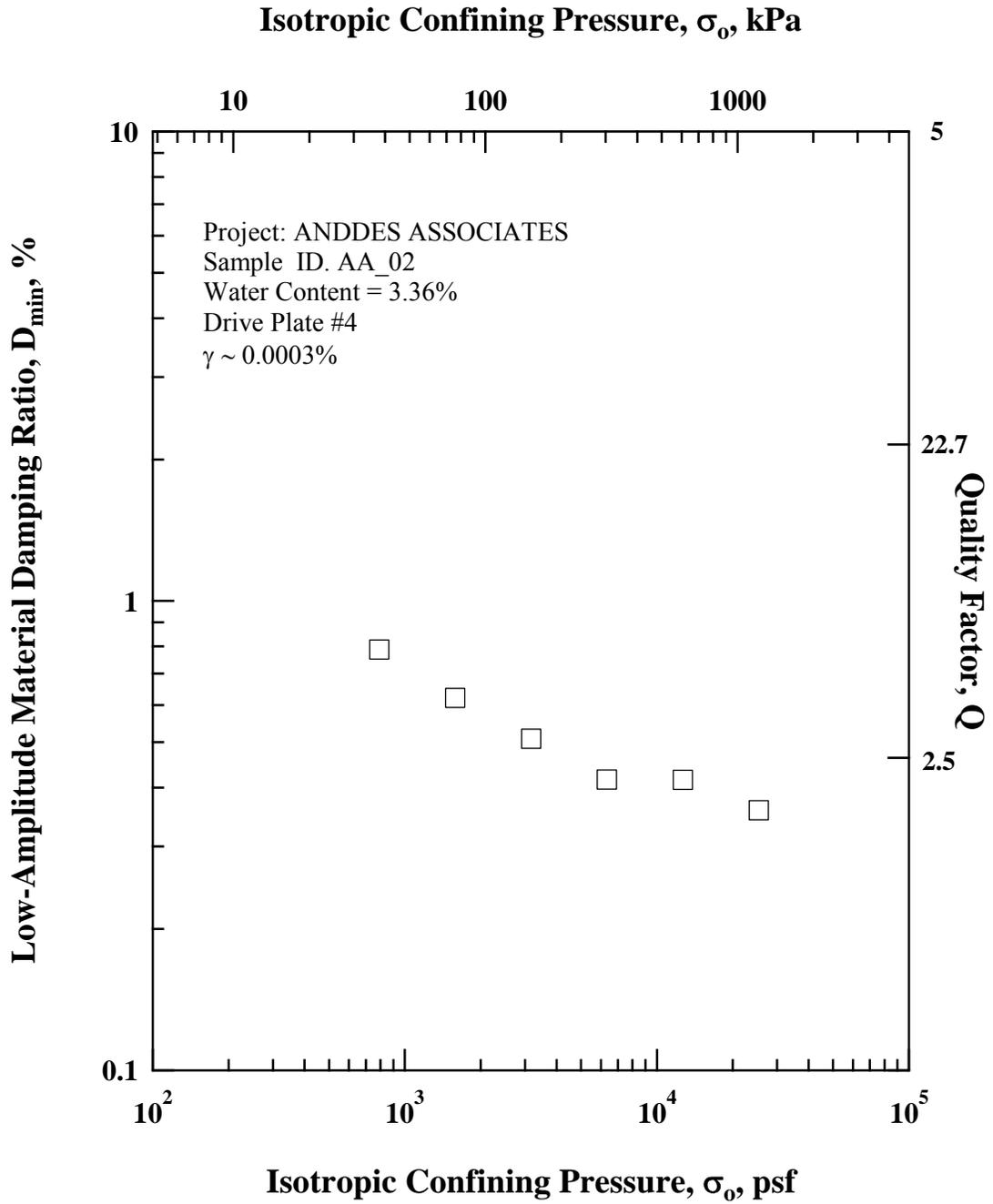


Figure A.6 Variation in Low-Amplitude Material Damping Ratio with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_02

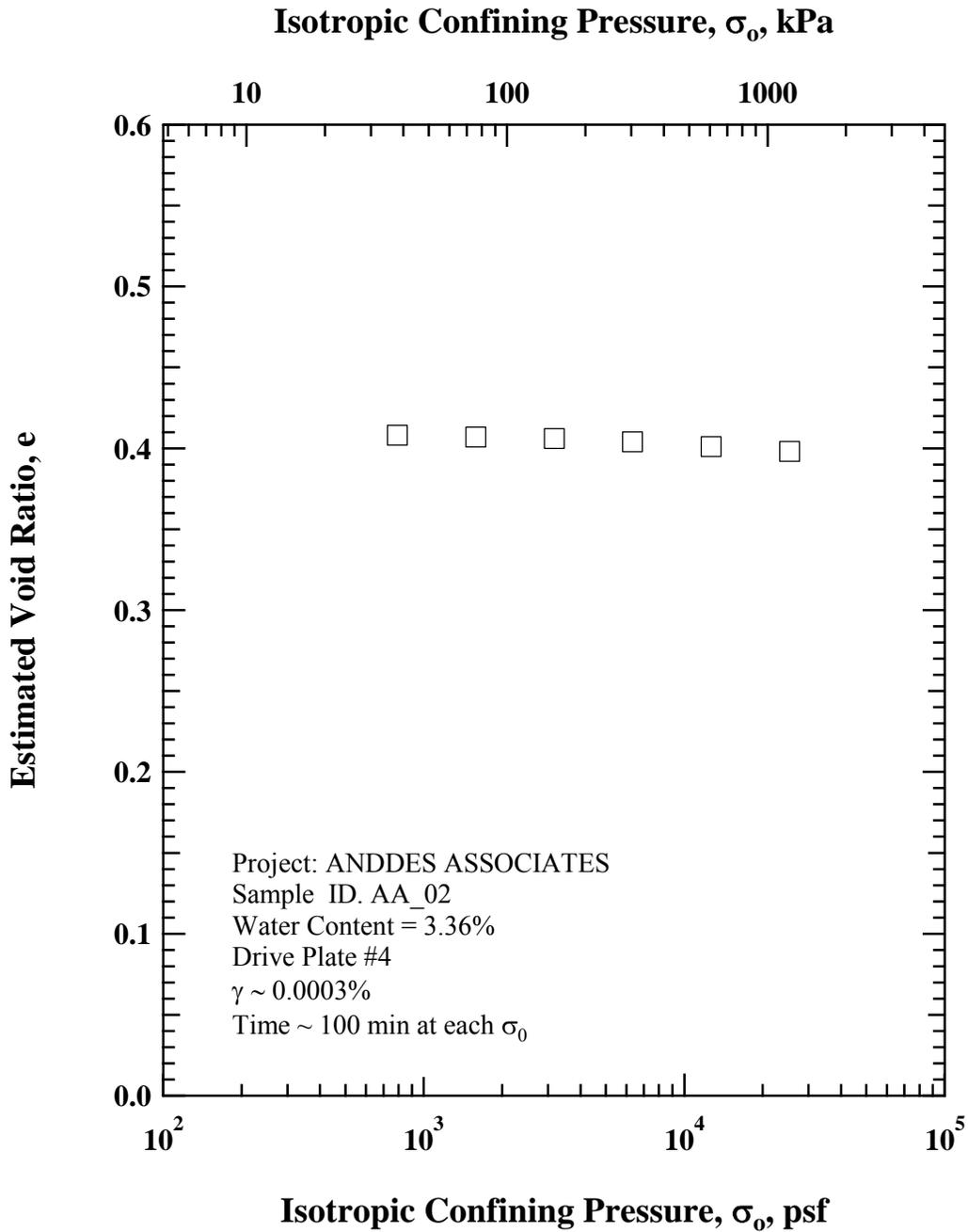


Figure A.7      Variation in Estimated Void Ratio with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_02

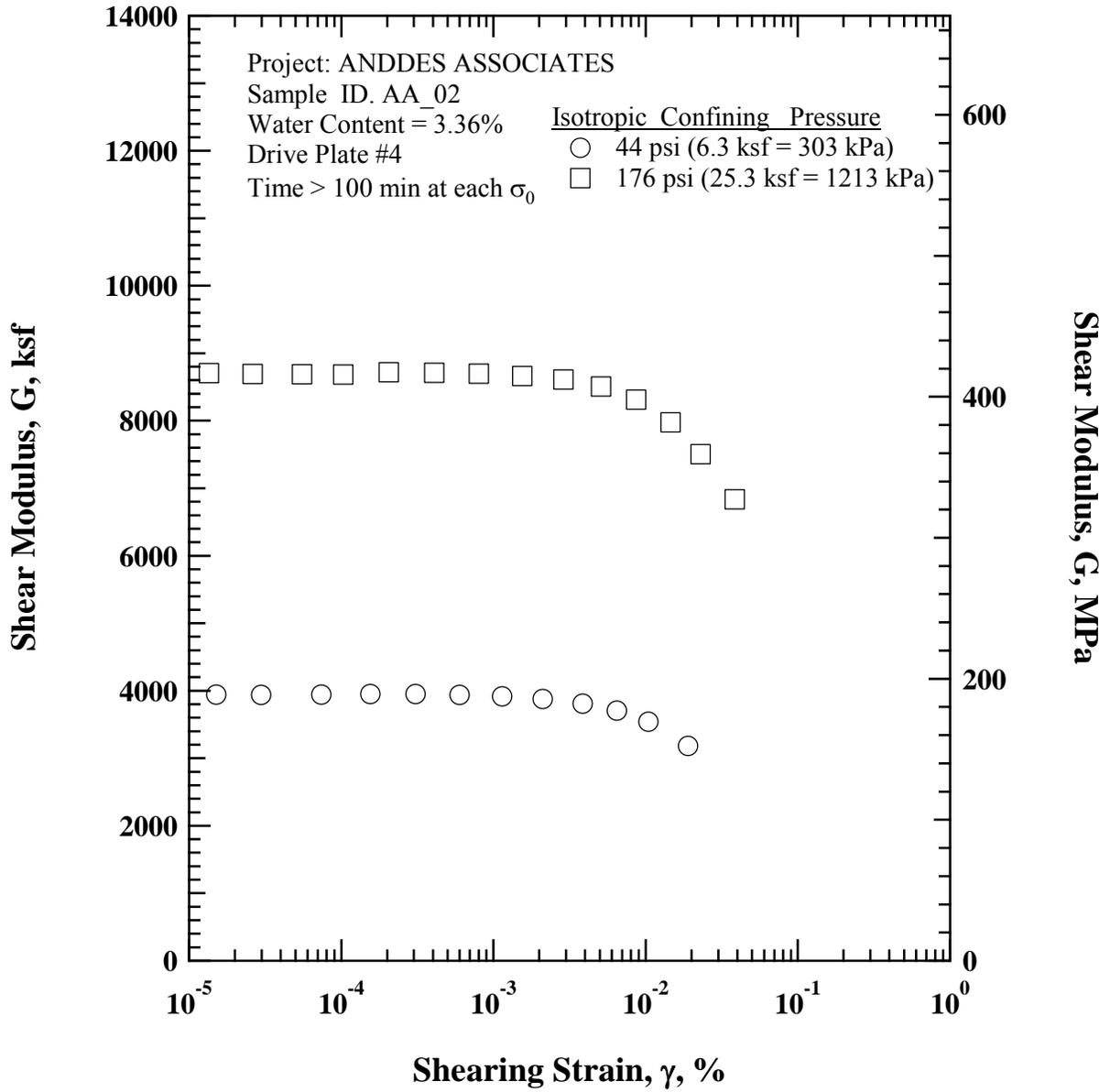


Figure A.8 Variation in Shear Modulus with Shearing Strain at Different Isotropic Confining Pressures from Resonant Column Tests of Specimen AA\_02

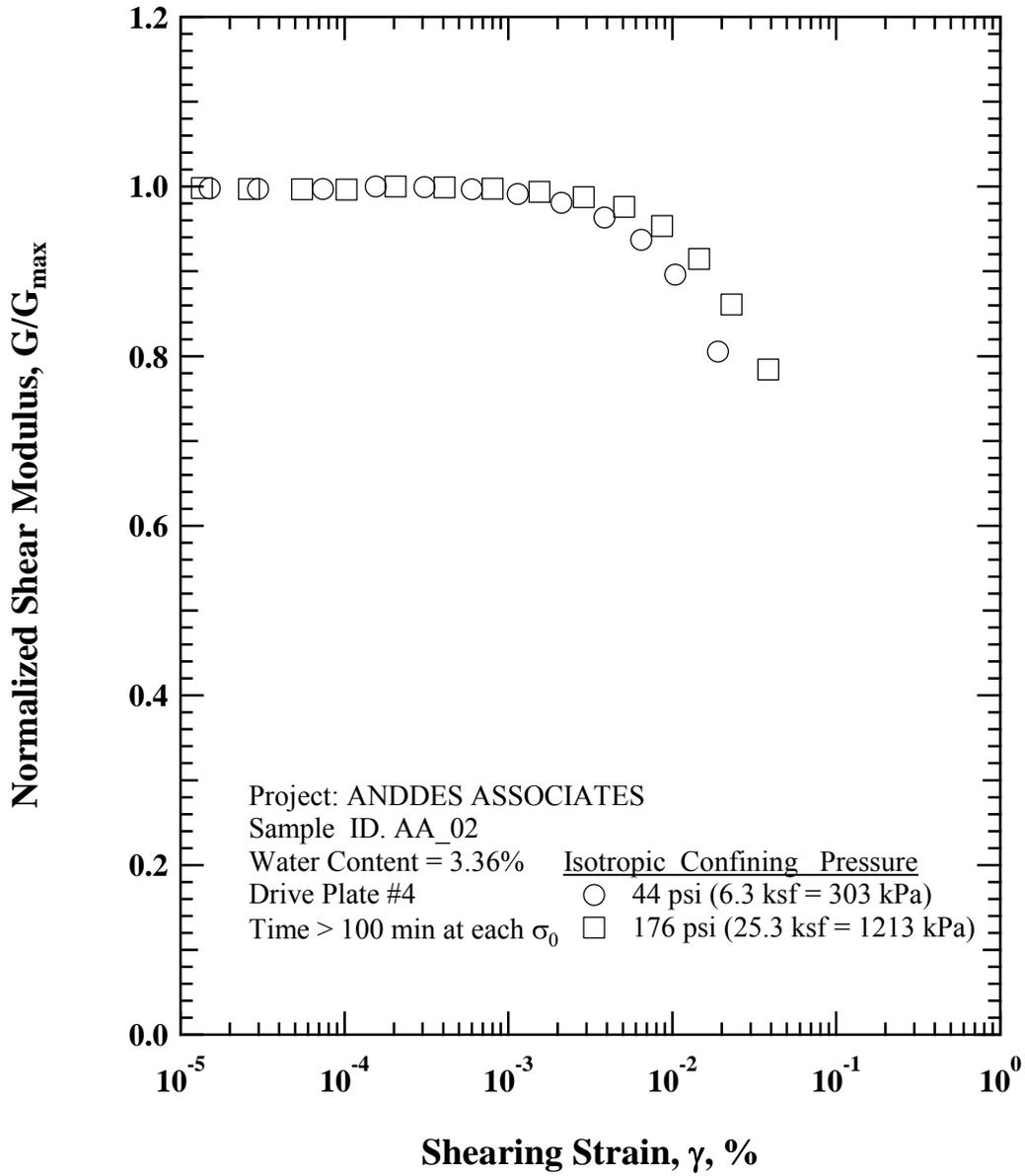


Figure A.9 Variation in Normalized Shear Modulus with Shearing Strain at Different Isotropic Confining Pressures from Resonant Column Tests of Specimen AA\_02

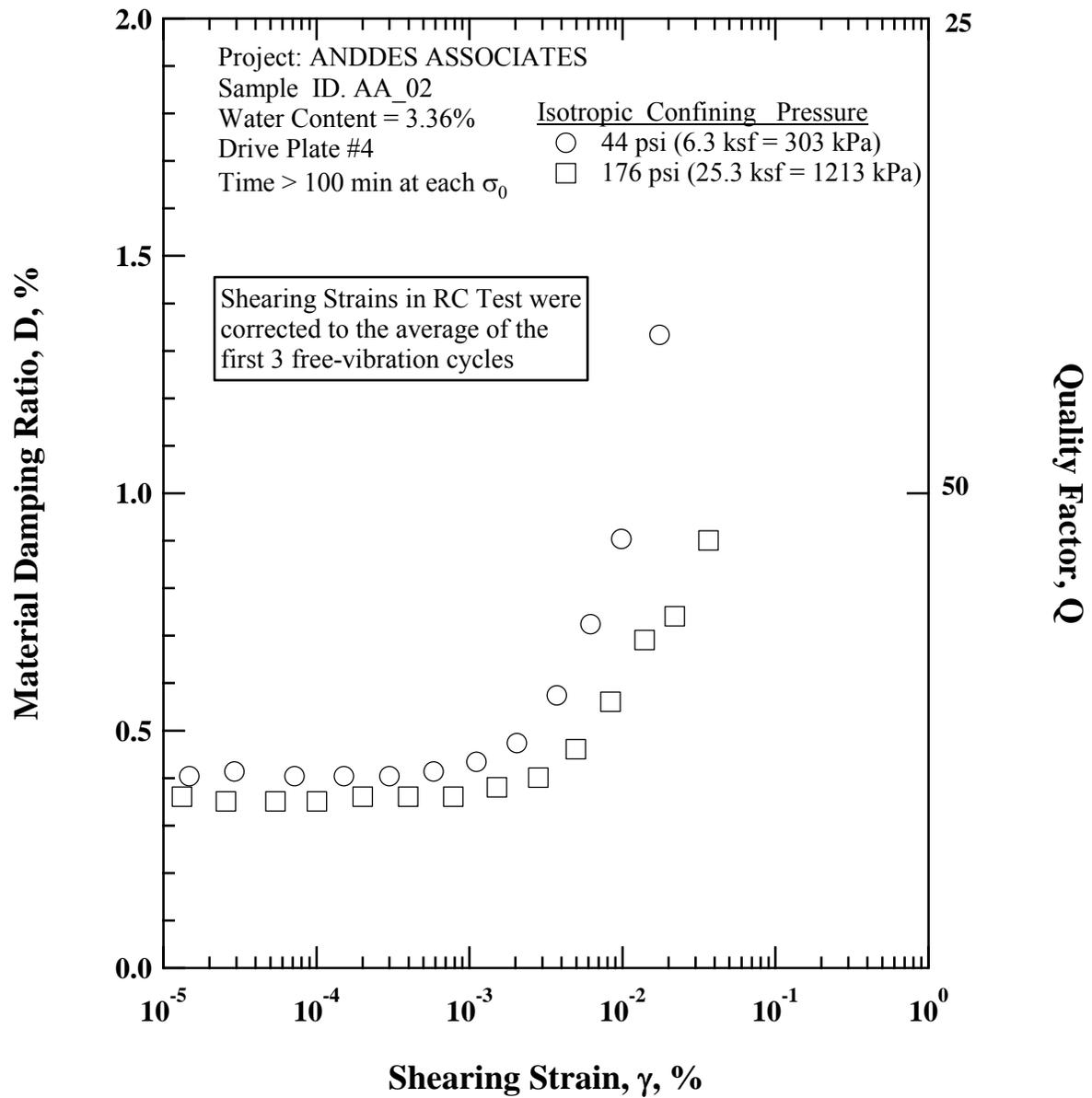


Figure A.10 Variation in Material Damping Ratio with Shearing Strain at Different Isotropic Confining Pressures from Resonant Column Tests of Specimen AA\_02

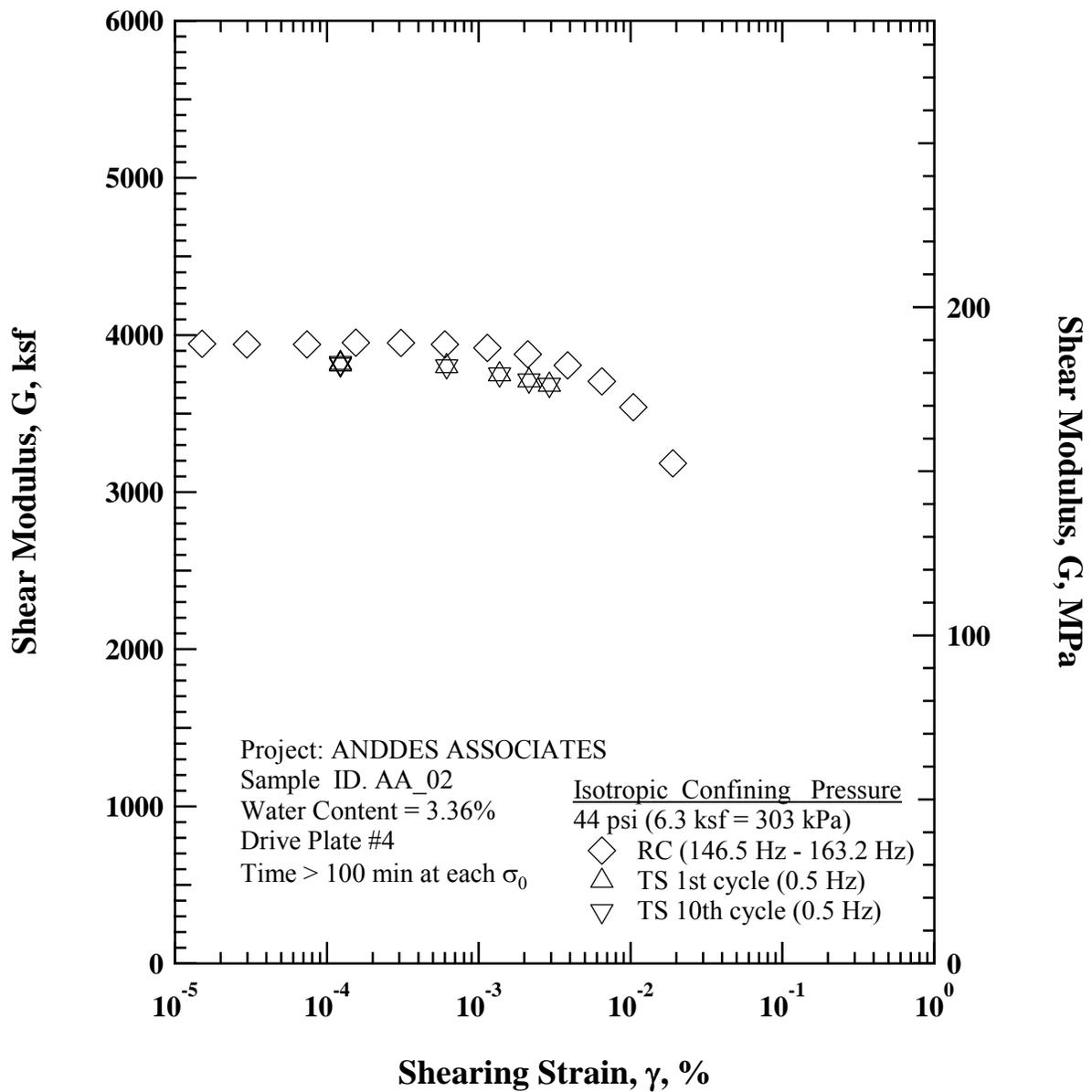


Figure A.11 Comparison of the Variation in Shear Modulus with Shearing Strain at an Isotropic Confining Pressure of 44 psi (6.3 ksf = 303 kPa) from Combined RCTS Tests of Specimen AA\_02

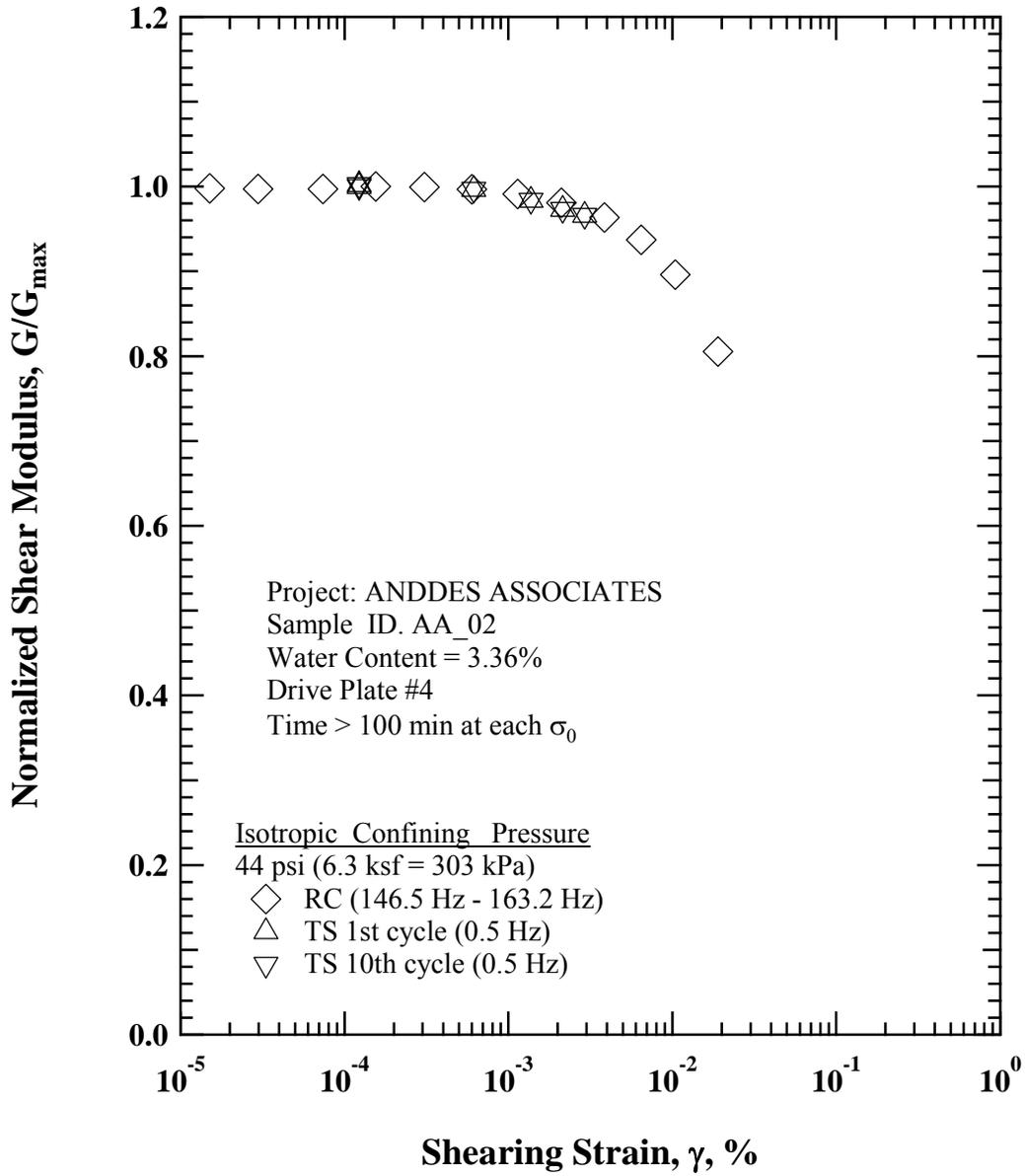


Figure A.12 Comparison of the Variation in Normalized Shear Modulus with Shearing Strain at an Isotropic Confining Pressure of 44 psi (6.3 ksf = 303 kPa) from Combined RCTS Tests of Specimen AA\_02

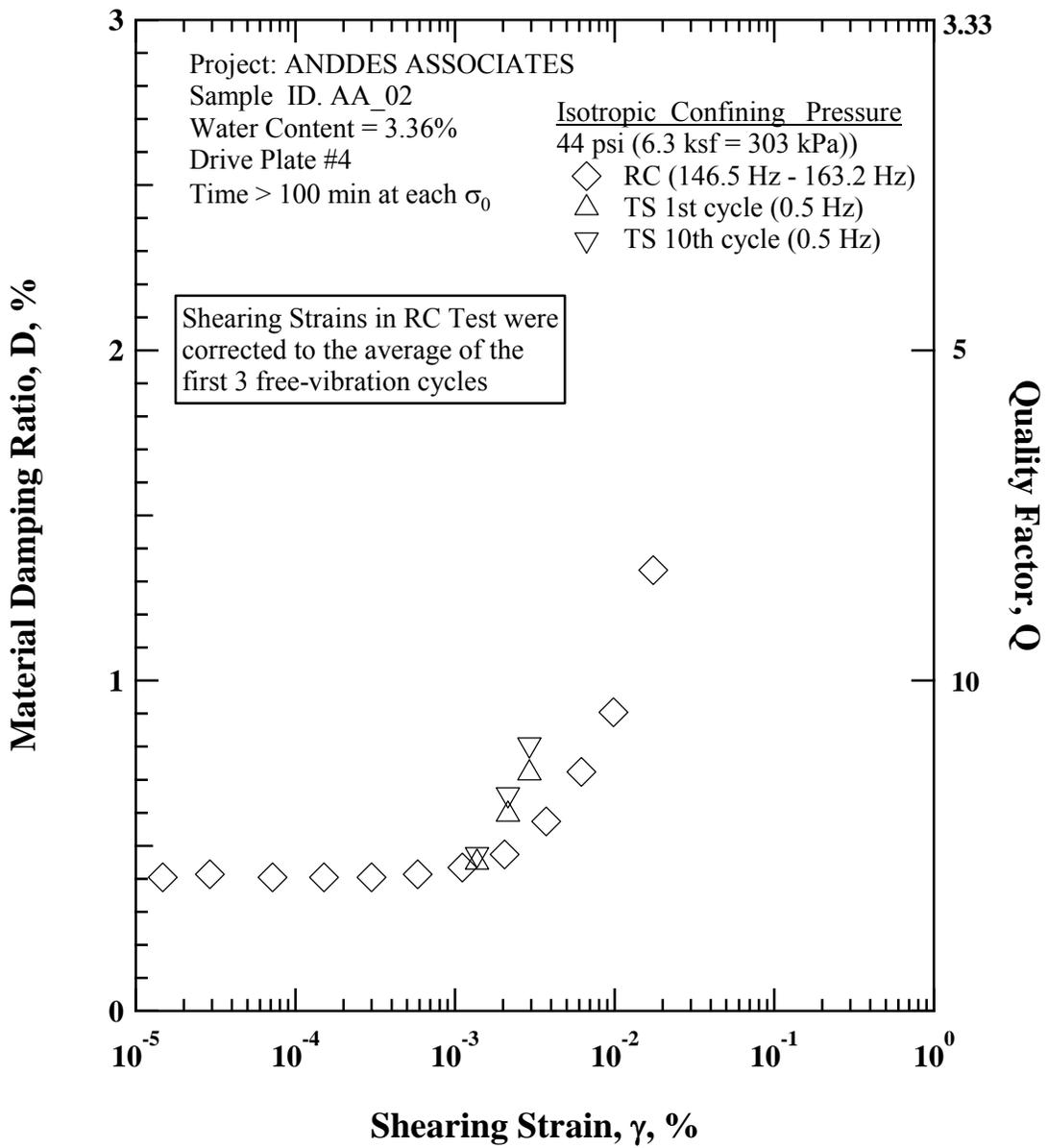


Figure A.13 Comparison of the Variation in Material Damping Ratio with Shearing Strain at an Isotropic Confining Pressure of 44 psi (6.3 ksf = 303 kPa) from Combined RCTS Tests of Specimen AA\_02

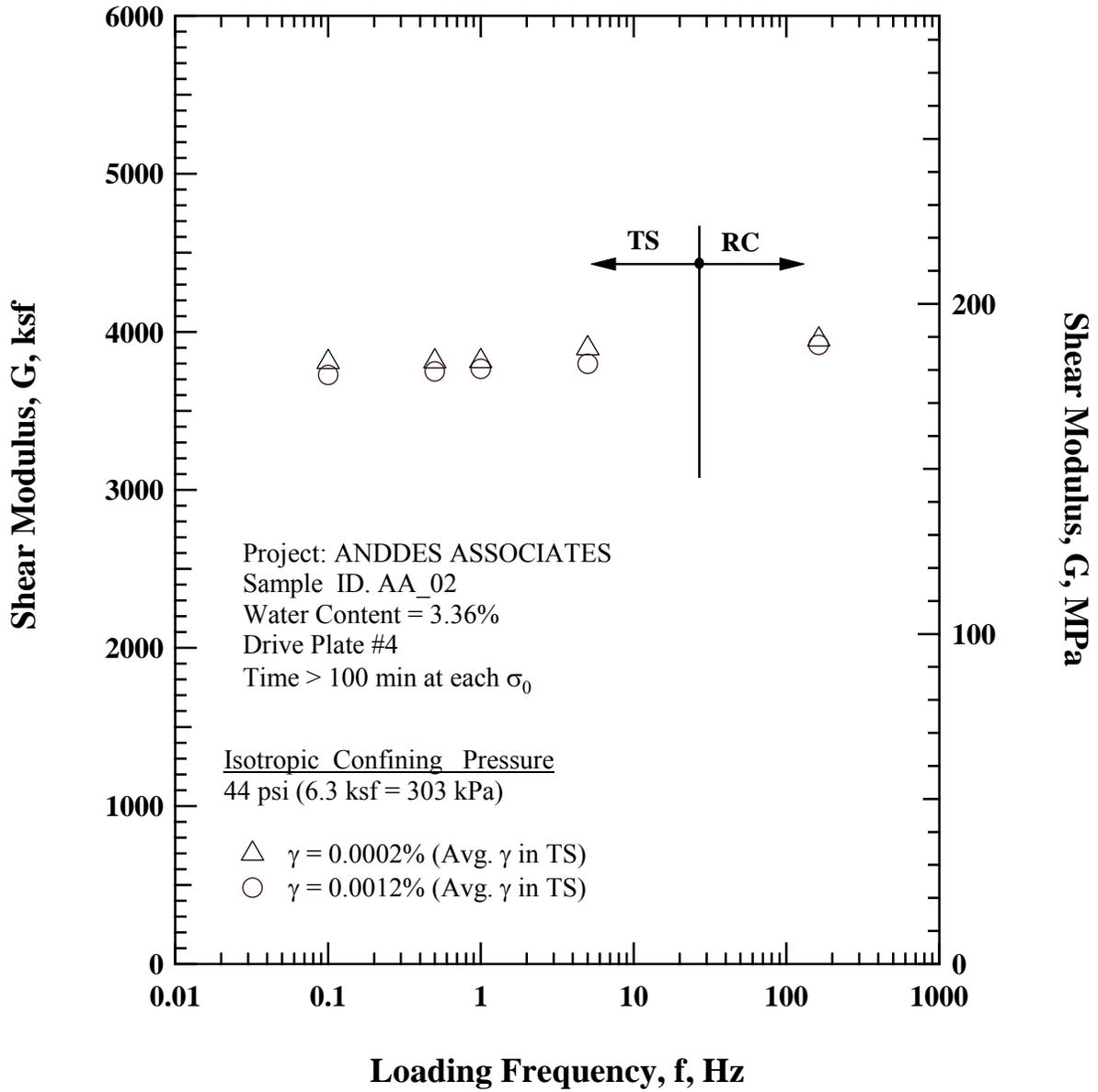


Figure A.14 Comparison of the Variation in Shear Modulus with Loading Frequency at an Isotropic Confining Pressure of 44 psi (6.3 ksf = 303 kPa) from Combined RCTS Tests of Specimen AA\_02

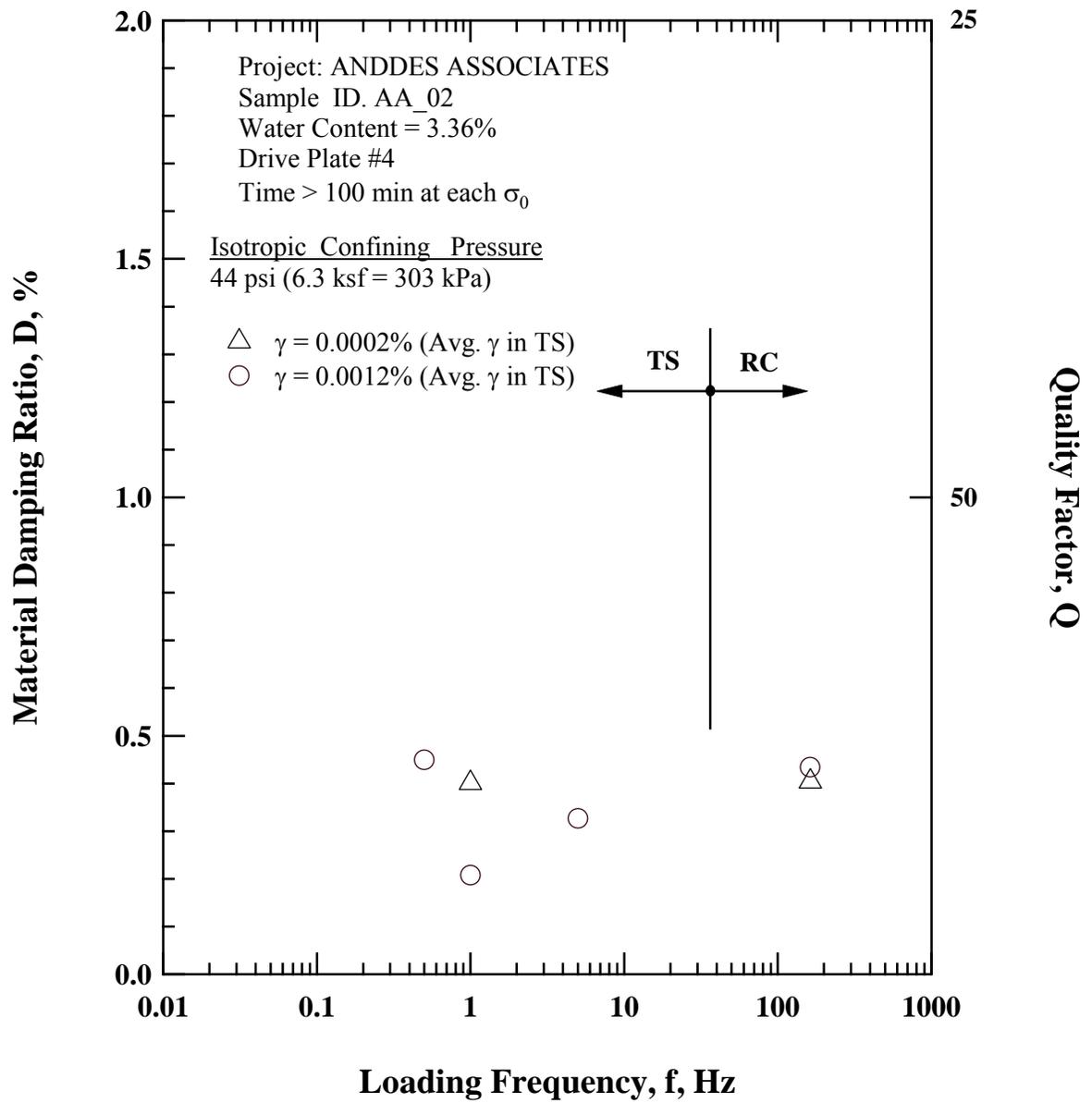


Figure A.15 Comparison of the Variation in Material Damping Ratio with Loading Frequency at an Isotropic Confining Pressure 44 psi (6.3 ksf = 303 kPa) from Combined RCTS Tests of Specimen AA\_02

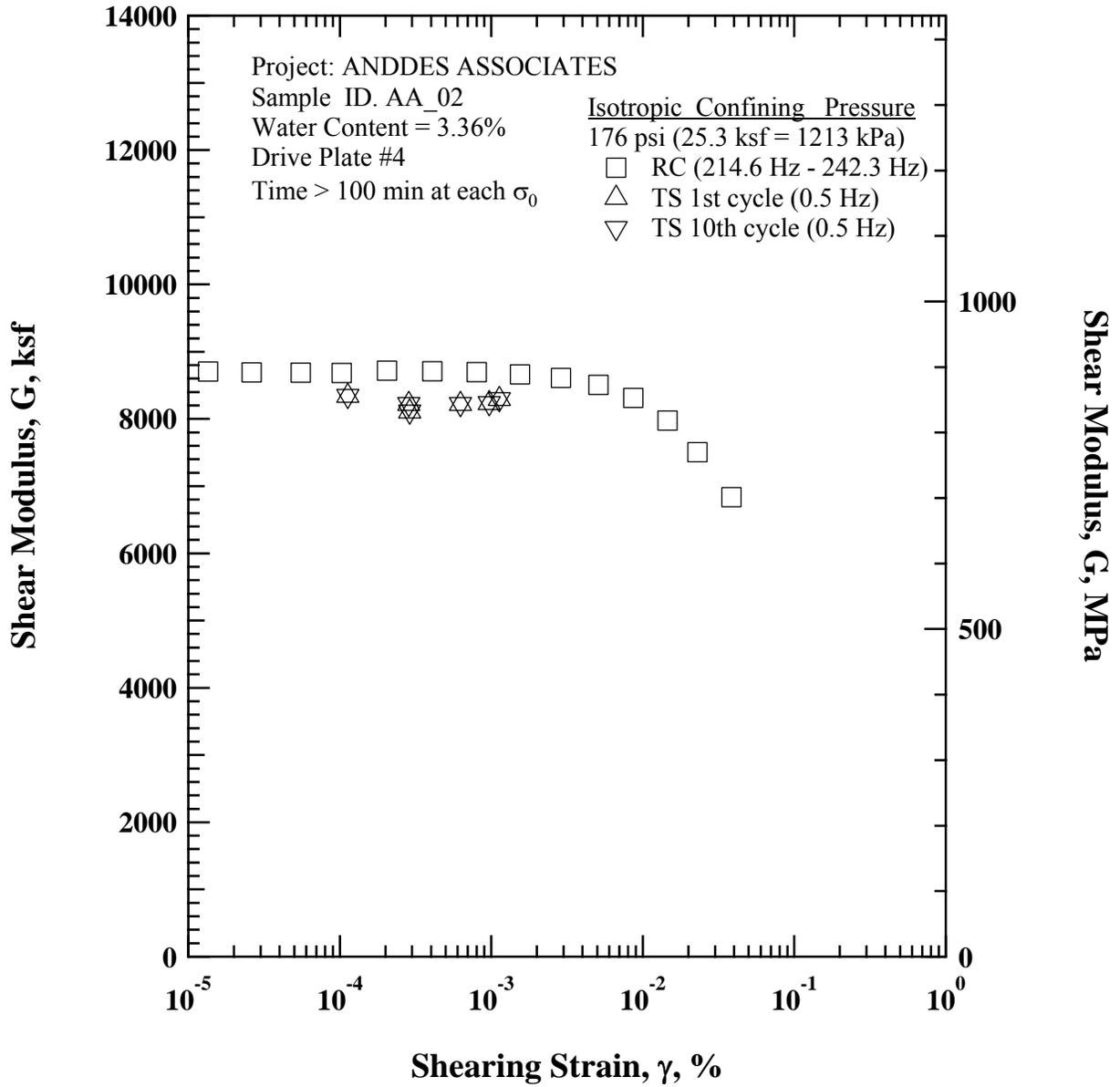


Figure A.16 Comparison of the Variation in Shear Modulus with Shearing Strain at an Isotropic Confining Pressure of 176 psi (25.3 ksf = 1213 kPa) from Combined RCTS Tests of Specimen AA\_02

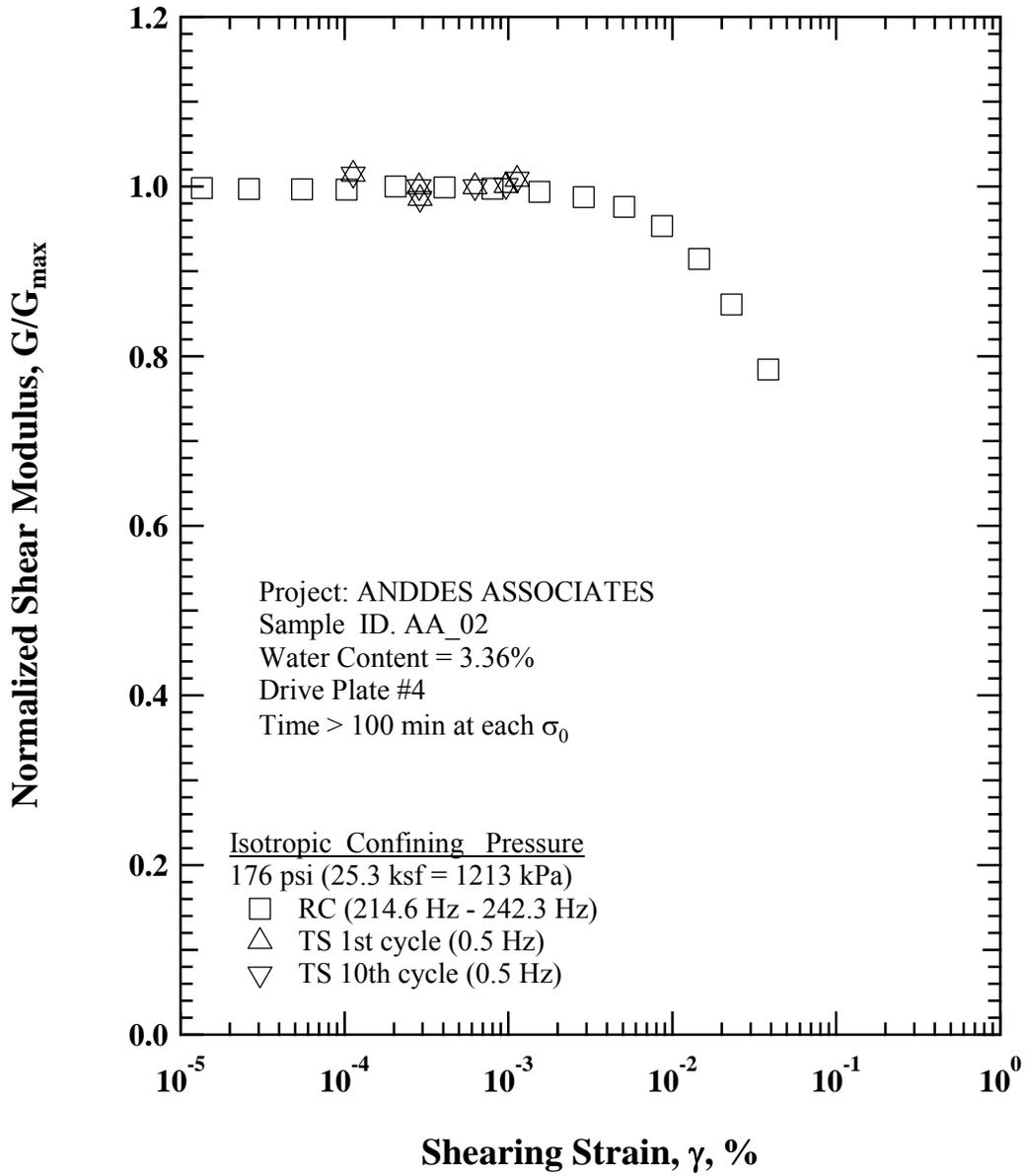


Figure A.17 Comparison of the Variation in Normalized Shear Modulus with Shearing Strain at an Isotropic Confining Pressure of 176 psi (25.3 ksf = 1213 kPa) from Combined RCTS Tests of Specimen AA\_02

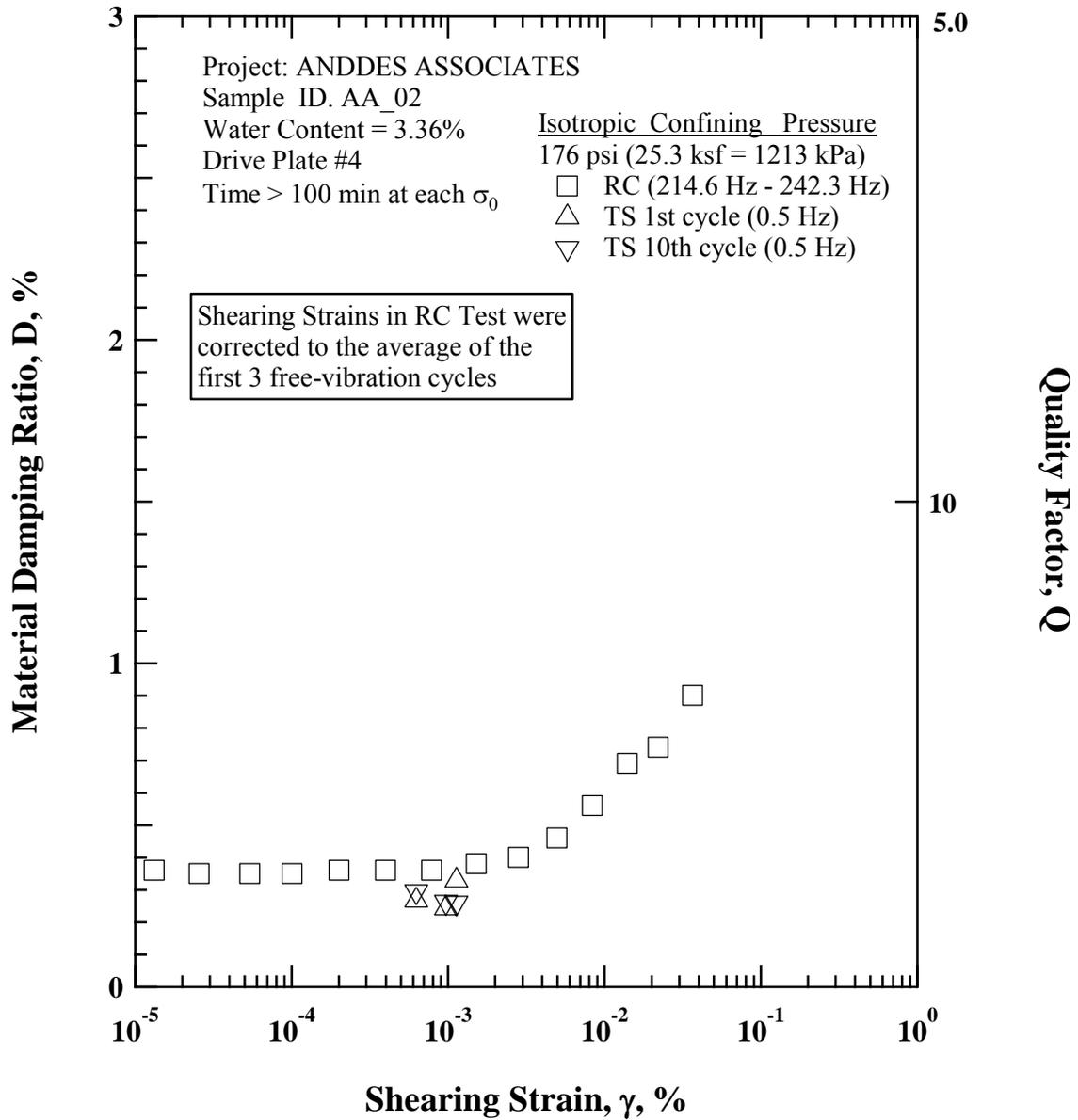


Figure A.18 Comparison of the Variation in Material Damping Ratio with Shearing Strain at an Isotropic Confining Pressure of 176 psi (25.3 ksf = 1213 kPa) from Combined RCTS Tests of Specimen AA\_02

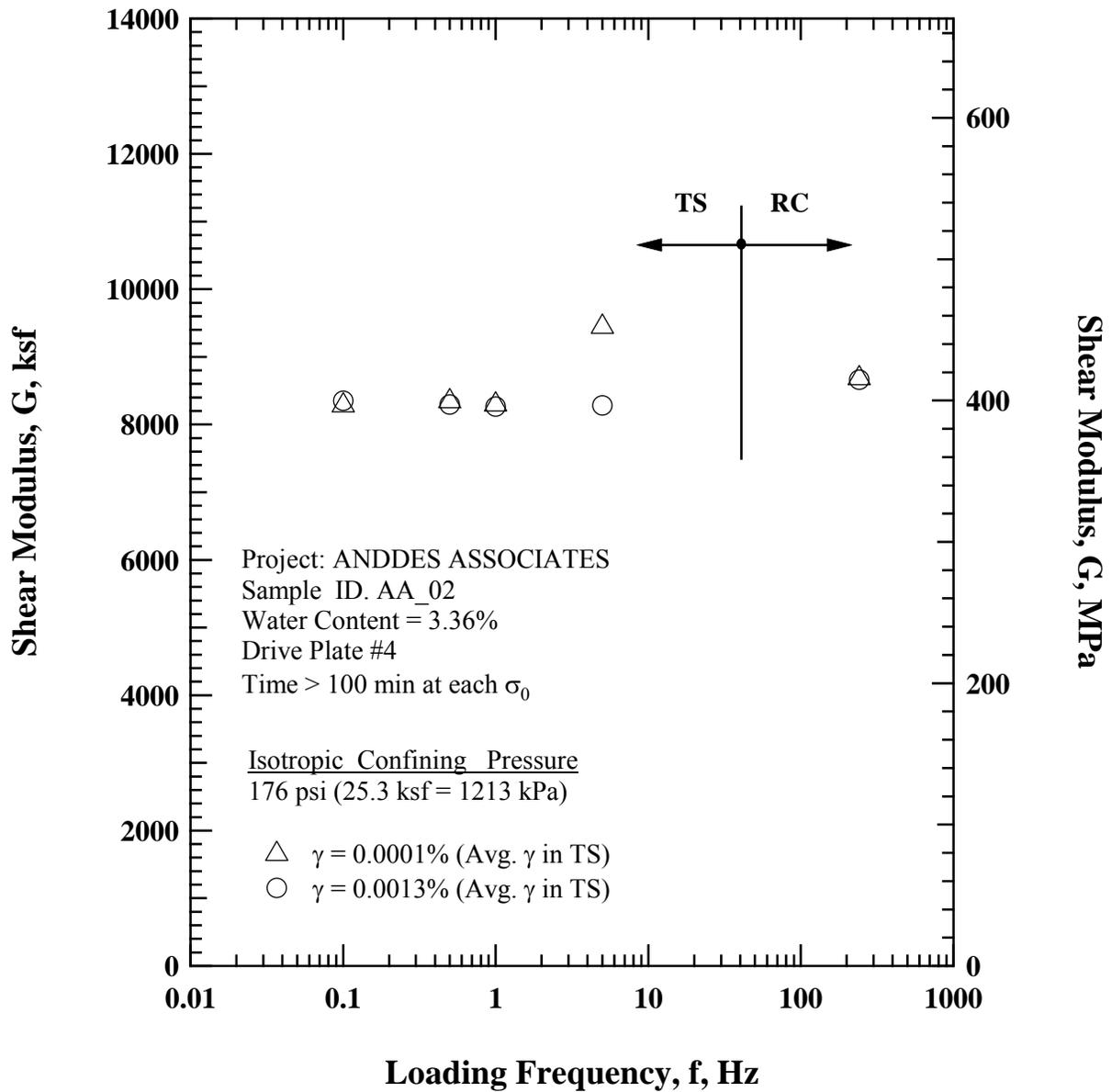


Figure A.19 Comparison of the Variation in Shear Modulus with Loading Frequency at an Isotropic Confining Pressure of 176 psi (25.3 ksf = 1213 kPa) from Combined RCTS Tests of Specimen AA\_02

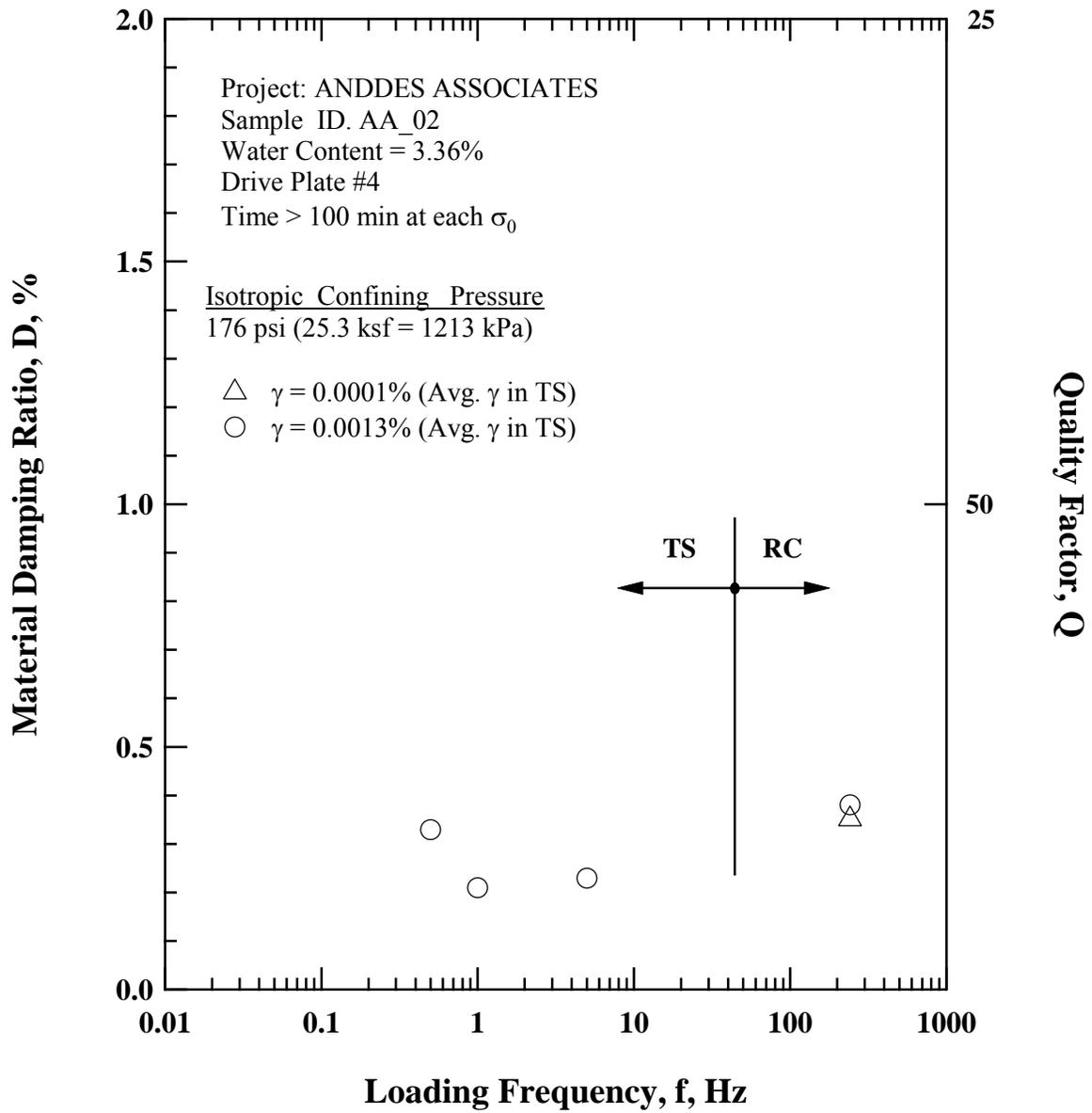


Figure A.20 Comparison of the Variation in Material Damping Ratio with Loading Frequency at an Isotropic Confining Pressure 176 psi (25.3 ksf = 1213 kPa) from Combined RCTS Tests of Specimen AA\_02

Table A.1 Variation in Low-Amplitude Shear Wave Velocity, Low-Amplitude Shear Modulus, Low-Amplitude Material Damping Ratio, and Estimated Total Unit Weight with Isotropic Confining Pressure from RC Tests of Specimen AA\_02

Isotropic Confining Pressure, $\sigma_0'$			Low-Amplitude Shear Modulus, $G_{max}$		Low-Amplitude Shear Wave Velocity, $V_s$	Low-Amplitude Material Damping Ratio, $D_{min}$	Estimated Void Ratio, $e$
(psi)	(psf)	(kPa)	(ksf)	(MPa)	(fps)	(%)	
5.5	792	38	888	42.5	527	0.79	0.408
11	1584	76	1473	70.5	678	0.62	0.407
22	3168	152	2343	112.2	855	0.51	0.406
44	6336	303	3654	175.0	1067	0.42	0.404
88	12672	607	5621	269.1	1322	0.42	0.401
176	25344	1213	8393	401.9	1613	0.36	0.398

Table A.2 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from RC Tests of Specimen AA\_02; Isotropic Confining Pressure,  $\sigma_0' = 44$  psi (6.3 ksf = 303 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, $G$ , ksf	Normalized Shear Modulus, $G/G_{max}$	Average Shearing Strain <sup>+</sup> , %	Material Damping Ratio <sup>x</sup> , $D$ , %
3.42E-06	3939	1.00	3.33E-06	0.40
7.77E-06	3948	1.00	7.58E-06	0.40
1.51E-05	3944	1.00	1.47E-05	0.40
2.98E-05	3940	1.00	2.90E-05	0.41
7.38E-05	3941	1.00	7.20E-05	0.40
1.55E-04	3952	1.00	1.51E-04	0.40
3.07E-04	3949	1.00	2.99E-04	0.40
5.99E-04	3939	1.00	5.84E-04	0.41
1.14E-03	3918	0.99	1.11E-03	0.43
2.11E-03	3877	0.98	2.04E-03	0.47
3.86E-03	3807	0.96	3.72E-03	0.57
6.46E-03	3704	0.94	6.18E-03	0.72
1.04E-02	3541	0.90	9.84E-03	0.90
1.90E-02	3183	0.81	1.75E-02	1.33

<sup>+</sup> Average Shearing Strain from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

<sup>x</sup> Average Damping Ratio from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

Table A.3 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from TS Tests of Specimen AA\_02; Isotropic Confining Pressure,  $\sigma_0'$ = 44 psi (6.3 ksf = 303 kPa)

First Cycle				Tenth Cycle			
Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Material Damping Ratio, D, %	Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Material Damping Ratio, D, %
1.23E-04	3812	1.00		1.23E-04	3812	1.00	
1.23E-04	3821	1.00		1.23E-04	3821	1.00	
6.16E-04	3801	1.00		6.16E-04	3801	1.00	
1.37E-03	3750	0.98	0.45	1.37E-03	3750	0.98	0.47
2.15E-03	3710	0.97	0.59	2.15E-03	3710	0.97	0.65
2.93E-03	3683	0.97	0.72	2.93E-03	3683	0.97	0.81

Table A.4 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from RC Tests of Specimen AA\_02; Isotropic Confining Pressure,  $\sigma_0'$ = 176 psi (25.3 ksf = 1213 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Average Shearing Strain <sup>+</sup> , %	Material Damping Ratio <sup>x</sup> , D, %
3.56E-06	8714	1.00	3.48E-06	0.35
6.80E-06	8711	1.00	6.66E-06	0.34
1.35E-05	8704	1.00	1.32E-05	0.36
2.62E-05	8693	1.00	2.56E-05	0.35
5.52E-05	8689	1.00	5.40E-05	0.35
1.03E-04	8686	1.00	1.01E-04	0.35
2.05E-04	8719	1.00	2.00E-04	0.36
4.07E-04	8710	1.00	3.98E-04	0.36
8.01E-04	8697	1.00	7.83E-04	0.36
1.55E-03	8664	0.99	1.51E-03	0.38
2.89E-03	8610	0.99	2.82E-03	0.40
5.10E-03	8509	0.98	4.95E-03	0.46
8.65E-03	8313	0.95	8.35E-03	0.56
1.46E-02	7974	0.91	1.39E-02	0.69
2.30E-02	7507	0.86	2.19E-02	0.74
3.85E-02	6838	0.78	3.64E-02	0.90

<sup>+</sup> Average Shearing Strain from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

<sup>x</sup> Average Damping Ratio from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

Table A.5 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from TS Tests of Specimen AA\_02; Isotropic Confining Pressure,  $\sigma_0' = 176$  psi (25.3 ksf = 1213 kPa)

First Cycle				Tenth Cycle			
Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Material Damping Ratio, D, %	Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/Gmax	Material Damping Ratio, D, %
1.13E-04	8344	1.01		1.13E-04	8344	1.01	
2.89E-04	8108	0.99		2.89E-04	8108	0.99	
2.85E-04	8222	1.00		2.85E-04	8222	1.00	
1.13E-03	8294	1.01	0.33	1.13E-03	8294	1.01	0.26
9.68E-04	8234	1.00	0.24	9.68E-04	8234	1.00	0.26
6.27E-04	8221	1.00	0.27	6.27E-04	8221	1.00	0.29
1.29E-03	8331	1.01	0.26	1.29E-03	8331	1.01	0.38

# **RCTS Testing**

## **Material Granular “B”**

**Project: Anddes Associates**  
**Specimen ID. AA\_03**

**Specimen Diameter = 7.15 cm**  
**Total Unit Weight = 1.52 g/cm<sup>3</sup>**  
**Dry Unit Weight = 1.54 g/cm<sup>3</sup>**  
**Water Content = 0.70 %**  
**Assumed Specific Gravity = 2.25**  
**Degree of Saturation = 3.3 %**

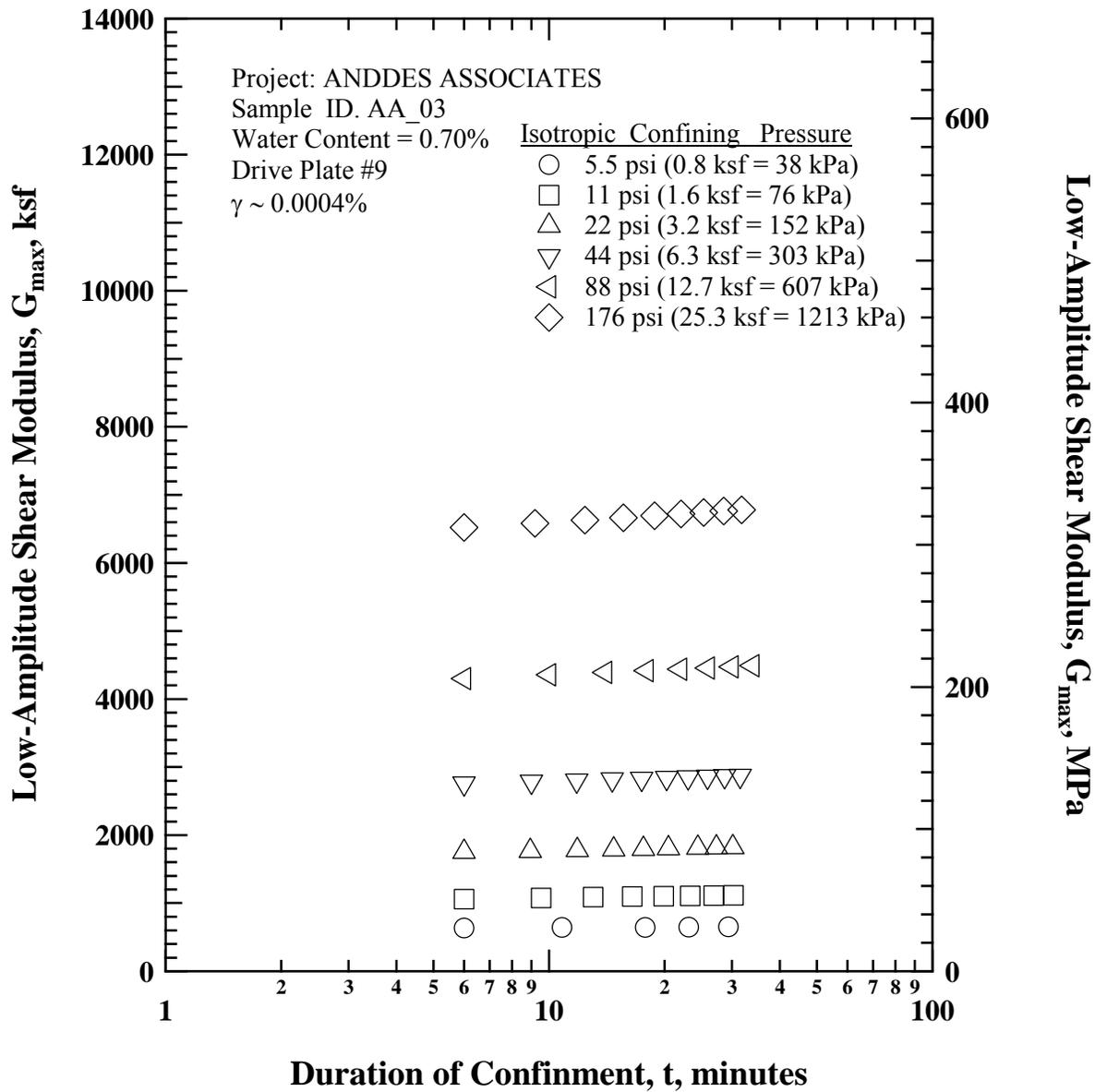


Figure B.1 Variation in Low-Amplitude Shear Modulus with Magnitude and Duration of Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_03

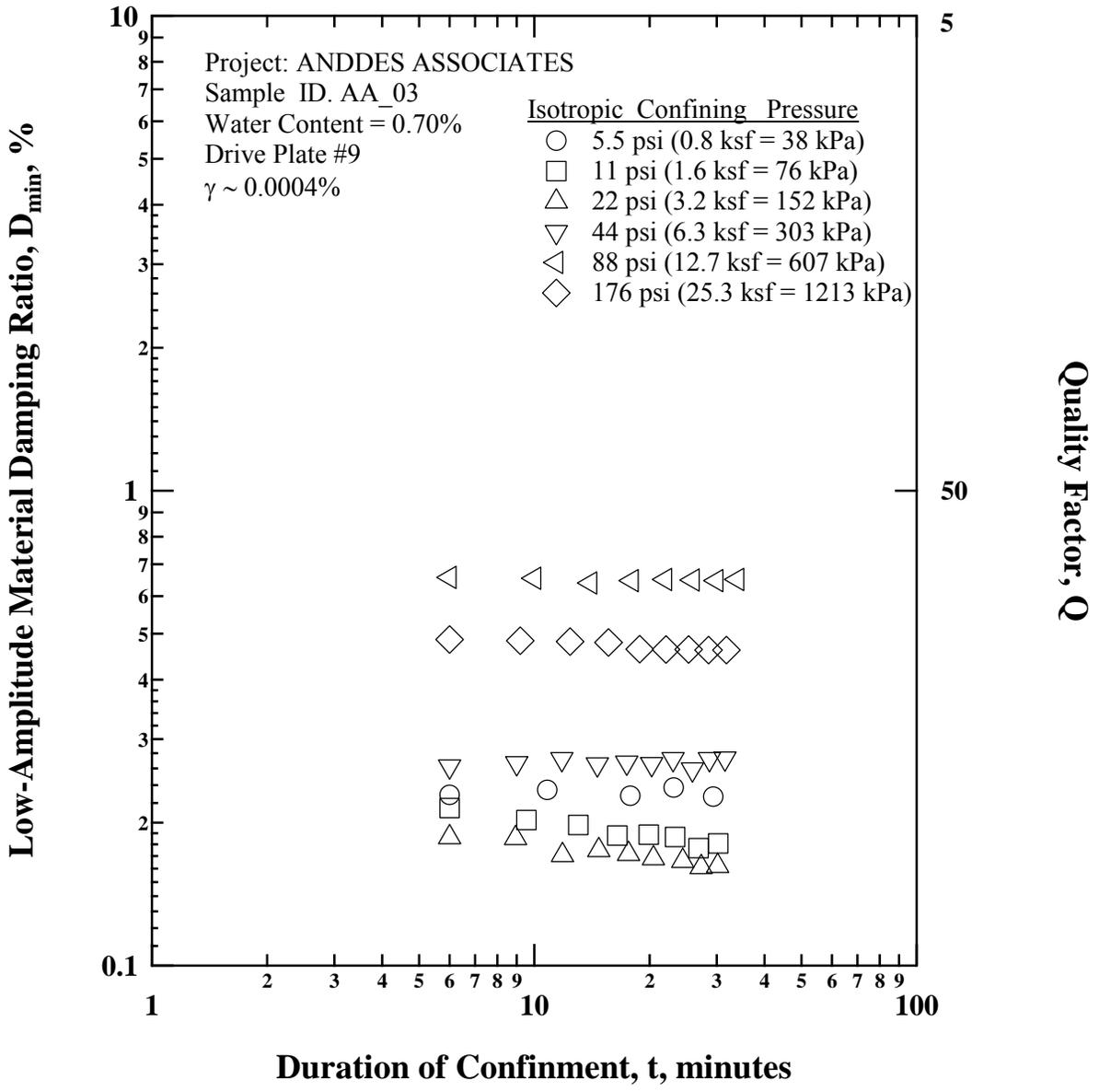


Figure B.2 Variation in Low-Amplitude Material Damping Ratio with Magnitude and Duration of Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_03

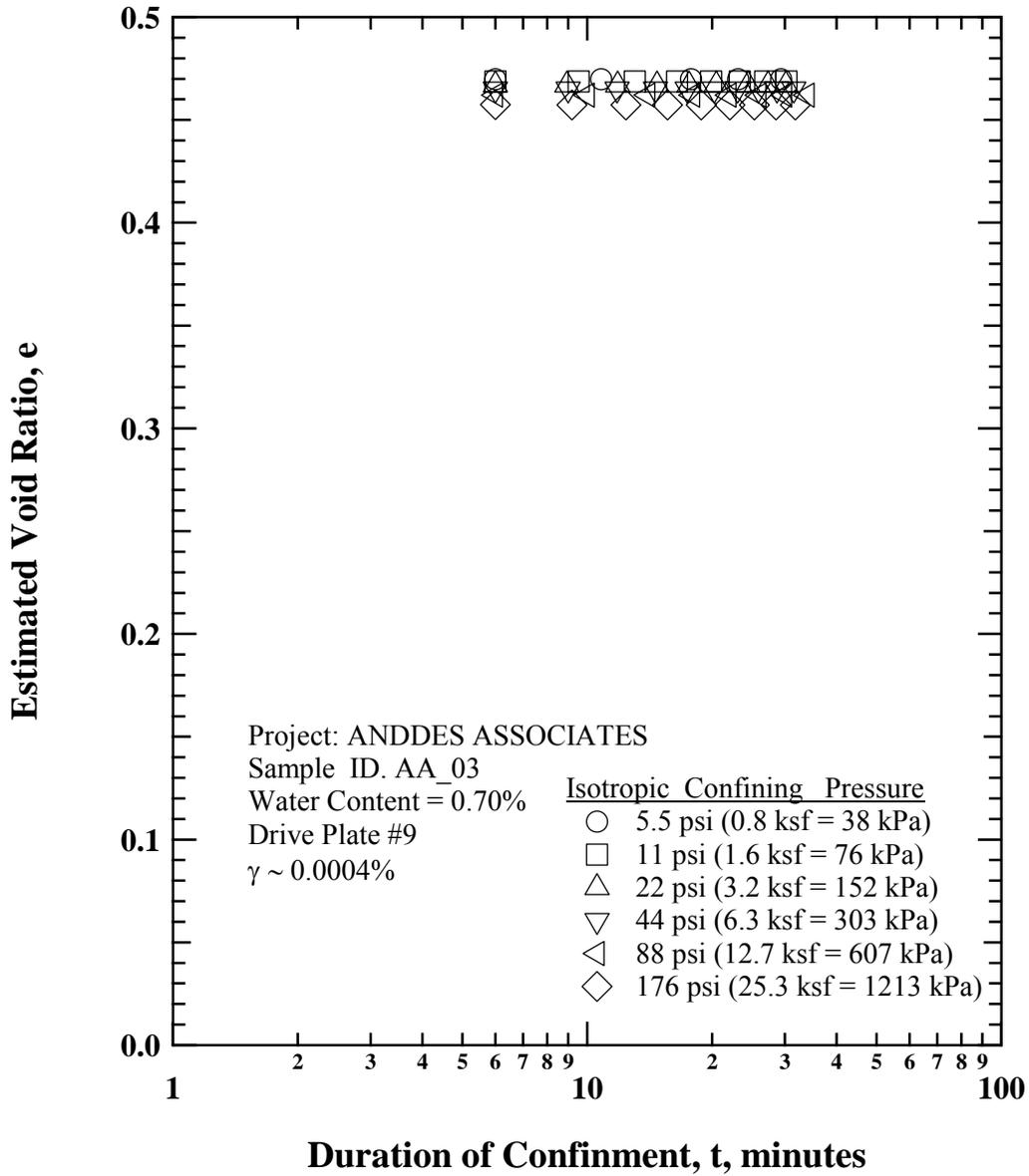


Figure B.3 Variation in Estimated Void Ratio with Magnitude and Duration of Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_03

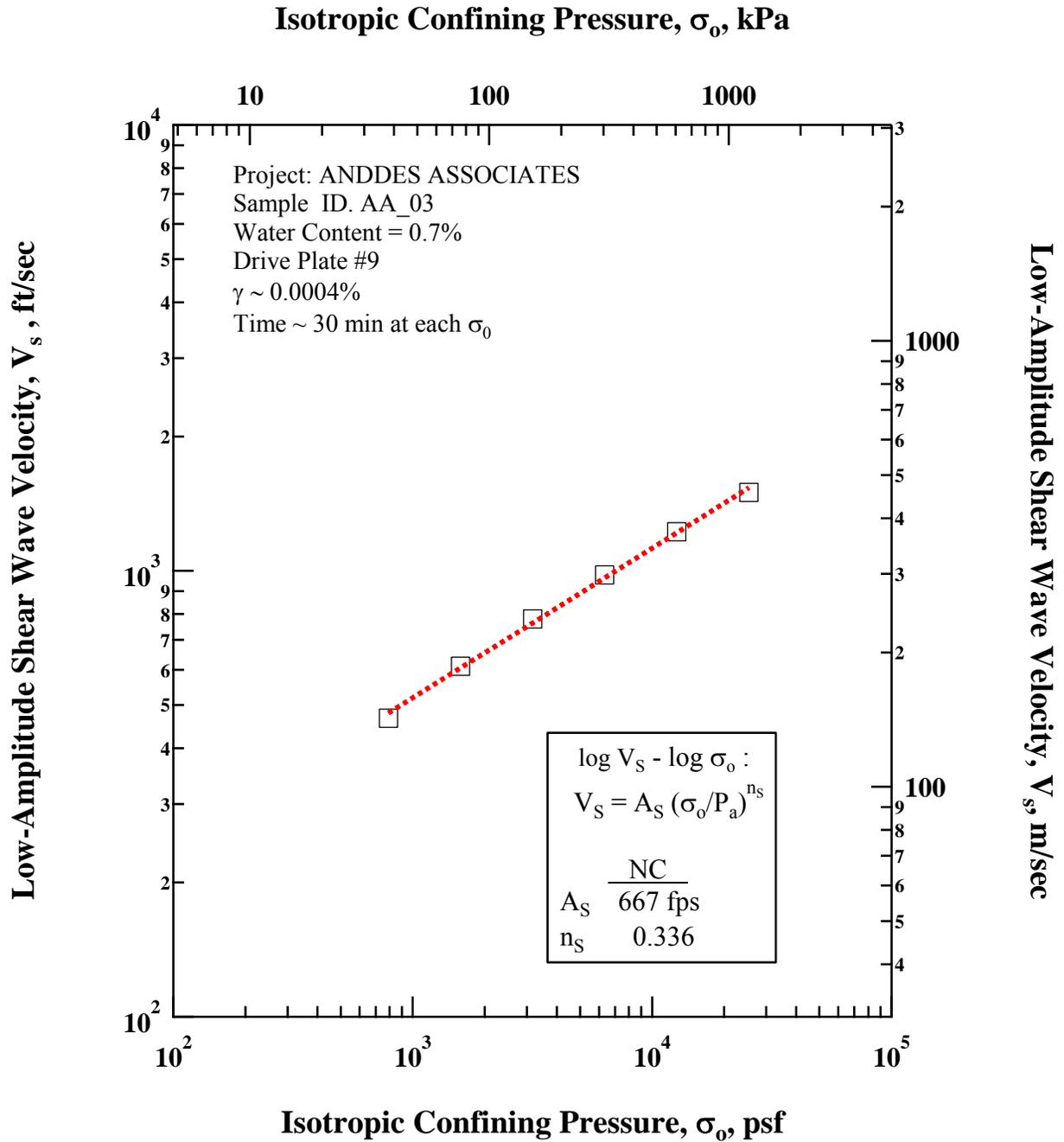


Figure B.4 Variation in Low-Amplitude Shear Wave Velocity with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_03

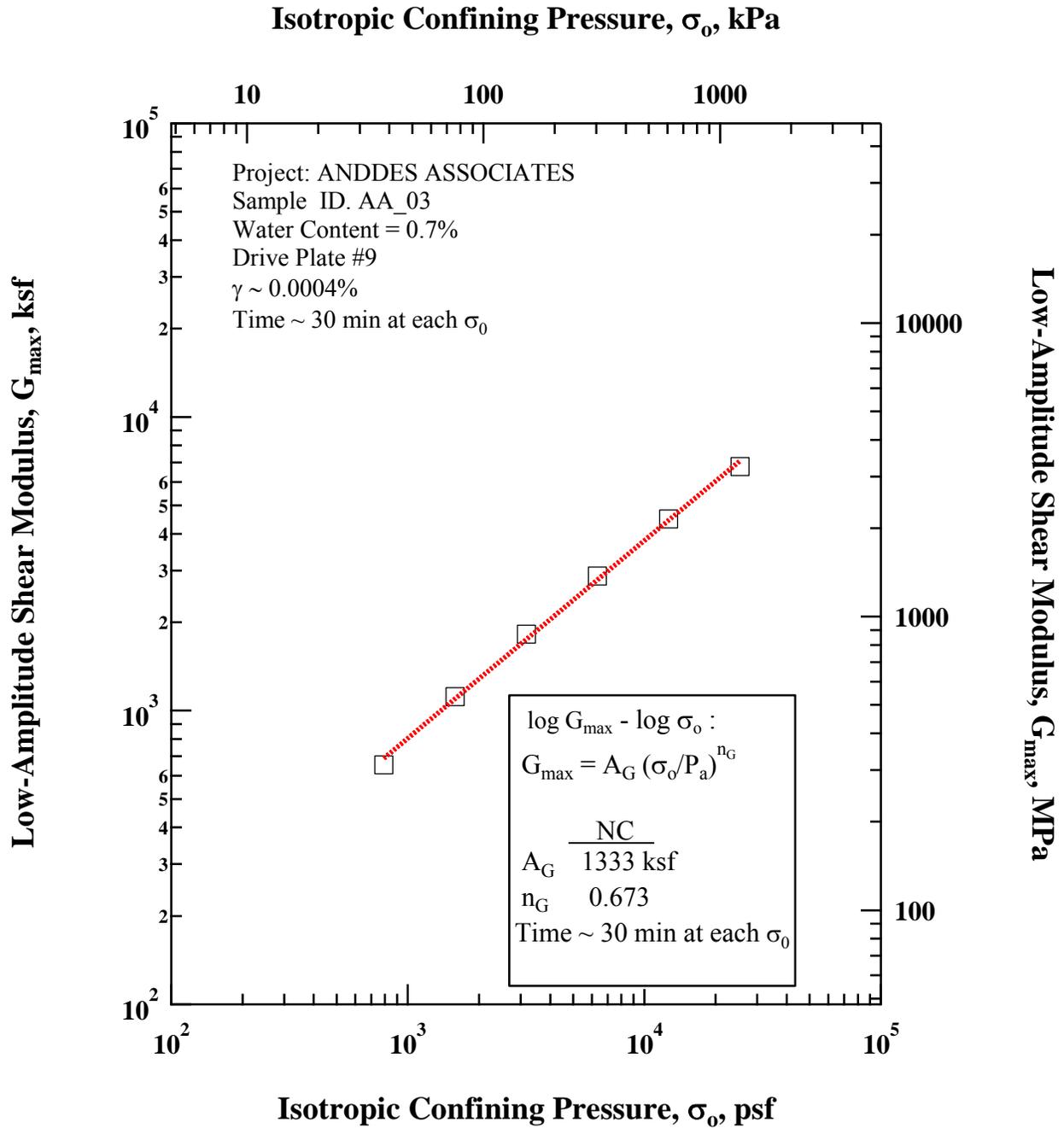


Figure B.5 Variation in Low-Amplitude Shear Modulus with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_03

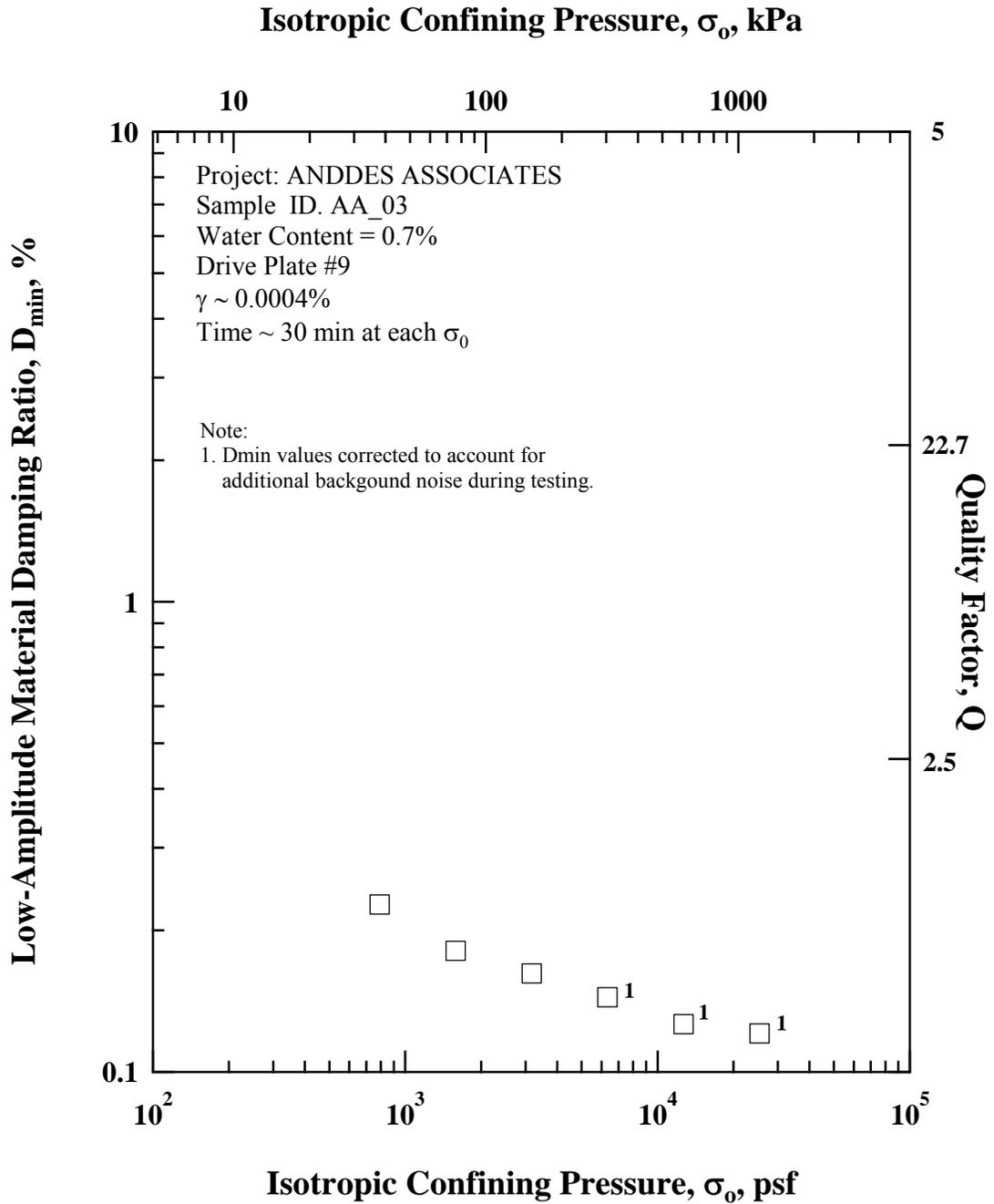


Figure B.6 Variation in Low-Amplitude Material Damping Ratio with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_03

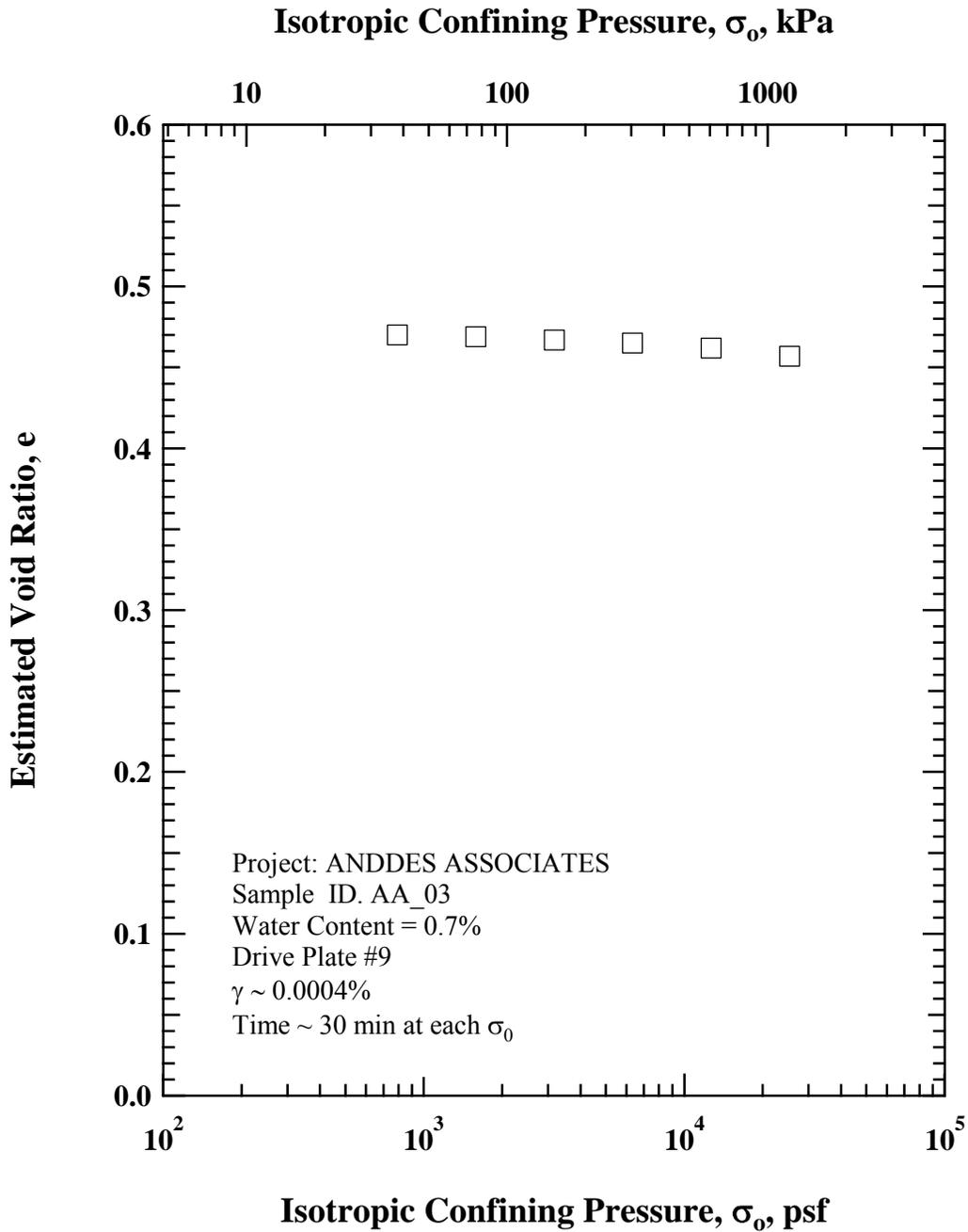


Figure B.7      Variation in Estimated Void Ratio with Isotropic Confining Pressure from Resonant Column Tests of Specimen AA\_03

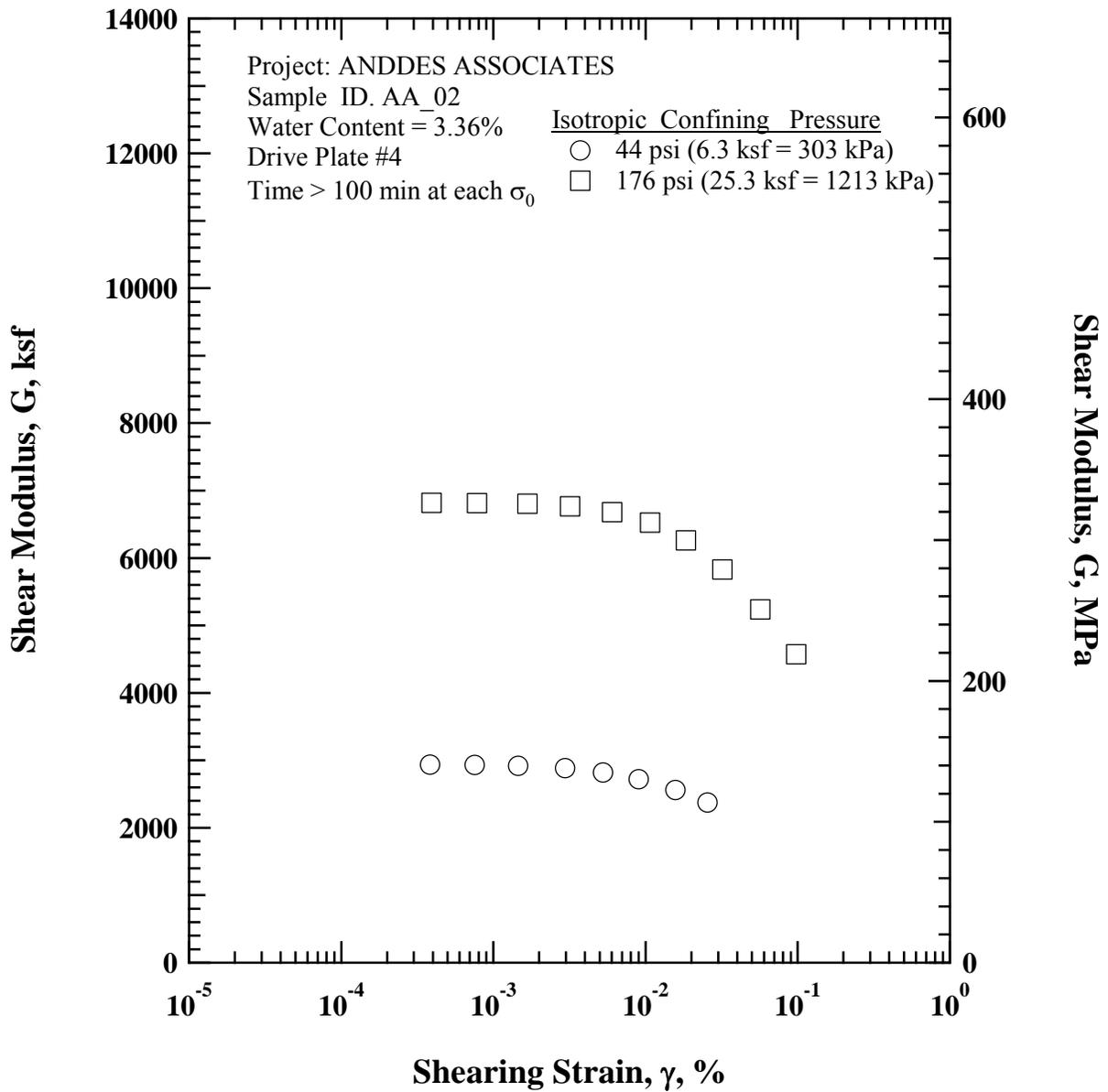


Figure B.8 Variation in Shear Modulus with Shearing Strain at Different Isotropic Confining Pressures from Resonant Column Tests of Specimen AA\_03

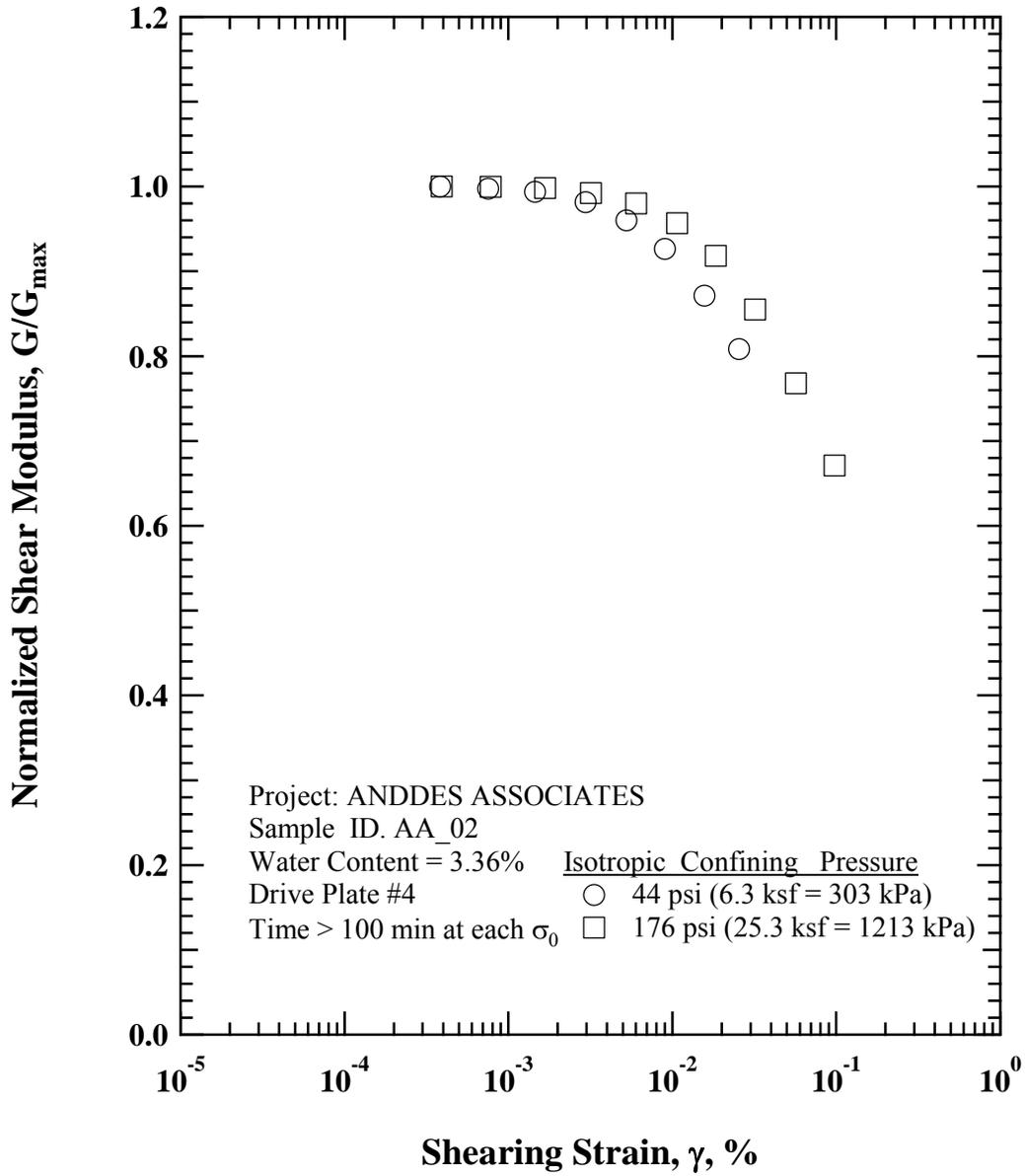


Figure B.9 Variation in Normalized Shear Modulus with Shearing Strain at Different Isotropic Confining Pressures from Resonant Column Tests of Specimen AA\_03

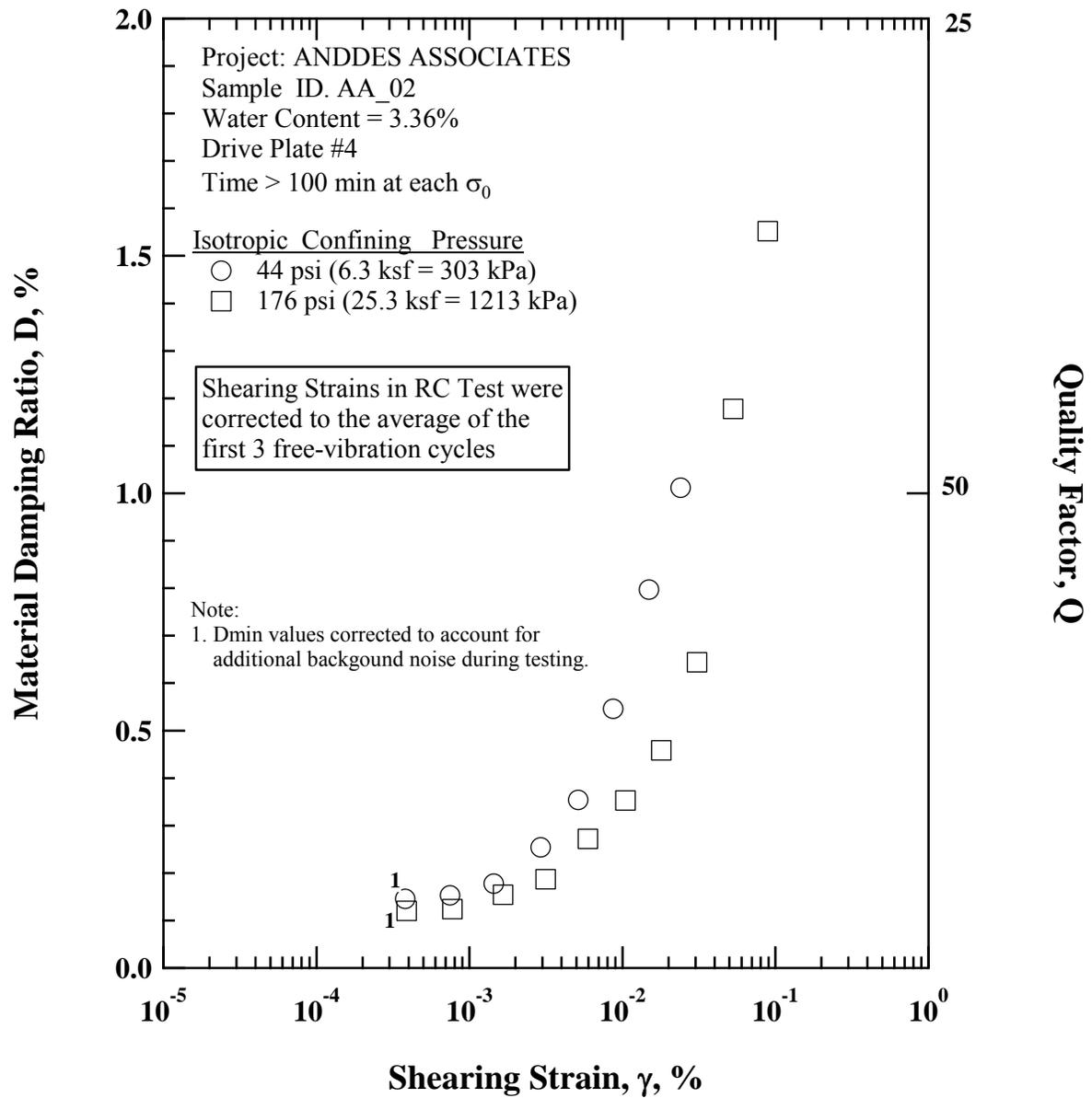


Figure B.10 Variation in Material Damping Ratio with Shearing Strain at Different Isotropic Confining Pressures from Resonant Column Tests of Specimen AA\_03

Table B.1 Variation in Low-Amplitude Shear Wave Velocity, Low-Amplitude Shear Modulus, Low-Amplitude Material Damping Ratio, and Estimated Total Unit Weight with Isotropic Confining Pressure from RC Tests of Specimen AA\_03

Isotropic Confining Pressure, $\sigma_0'$			Low-Amplitude Shear Modulus, $G_{max}$		Low-Amplitude Shear Wave Velocity, $V_s$	Low-Amplitude Material Damping Ratio, $D_{min}$	Estimated Void Ratio, $e$
(psi)	(psf)	(kPa)	(ksf)	(MPa)	(fps)	(%)	
5.5	792	38	653	31.3	467	0.23	0.47
11	1584	76	1116	53.4	611	0.18	0.469
22	3168	152	1822	87.2	780	0.16	0.467
44	6336	303	2874	137.6	979	0.14	0.465
88	12672	607	4491	215.0	1223	0.13	0.462
176	25344	1213	6779	324.6	1500	0.12	0.457

Table B.2 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from RC Tests of Specimen AA\_03; Isotropic Confining Pressure,  $\sigma_0' = 44$  psi (6.3 ksf = 303 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, $G$ , ksf	Normalized Shear Modulus, $G/G_{max}$	Average Shearing Strain <sup>+</sup> , %	Material Damping Ratio <sup>x</sup> , $D$ , %
3.83E-04	2938	1.00	3.80E-04	0.15
7.53E-04	2931	1.00	7.46E-04	0.15
1.46E-03	2920	0.99	1.44E-03	0.18
2.97E-03	2885	0.98	2.92E-03	0.25
5.26E-03	2821	0.96	5.14E-03	0.35
8.99E-03	2723	0.93	8.69E-03	0.55
1.57E-02	2560	0.87	1.49E-02	0.80
2.55E-02	2375	0.81	2.40E-02	1.01

<sup>+</sup> Average Shearing Strain from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

<sup>x</sup> Average Damping Ratio from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

Table B.3 Variation in Shear Modulus, Normalized Shear Modulus, and Material Damping Ratio with Shearing Strain from RC Tests of Specimen AA\_03; Isotropic Confining Pressure,  $\sigma_0' = 176$  psi (25.3 ksf = 1213 kPa)

Peak Shearing Strain, %	Shear Modulus, G, ksf	Normalized Shear Modulus, G/G <sub>max</sub>	Average Shearing Strain <sup>+</sup> , %	Material Damping Ratio <sup>x</sup> , D, %
3.92E-04	6817	1.00	3.89E-04	0.12
7.79E-04	6814	1.00	7.73E-04	0.12
1.67E-03	6804	1.00	1.66E-03	0.15
3.19E-03	6765	0.99	3.15E-03	0.19
6.04E-03	6681	0.98	5.93E-03	0.27
1.07E-02	6524	0.96	1.04E-02	0.35
1.84E-02	6260	0.92	1.79E-02	0.46
3.19E-02	5828	0.85	3.07E-02	0.64
5.68E-02	5237	0.77	5.28E-02	1.18
9.77E-02	4575	0.67	8.89E-02	1.55

<sup>+</sup> Average Shearing Strain from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

<sup>x</sup> Average Damping Ratio from the First Three Cycles of the Free Vibration Decay Curve

**Leached Ore Specimen A:**

Table 1: Summary of the tested specimens' properties

Figure 1: Shear modulus versus shear strain from cyclic triaxial testing using internal strain measurements compared to the resonant column tests

Figure 2: Normalized  $G/G_{max}$  from cyclic triaxial testing and resonant column tests

Figure 3: Damping ratio from cyclic triaxial testing and resonant column tests

Table 2: Summary of April 24, 2015 cyclic triaxial testing results

Table 3: Summary of April 24, 2015 cyclic triaxial testing results

Table 4: Summary of old cyclic triaxial testing results

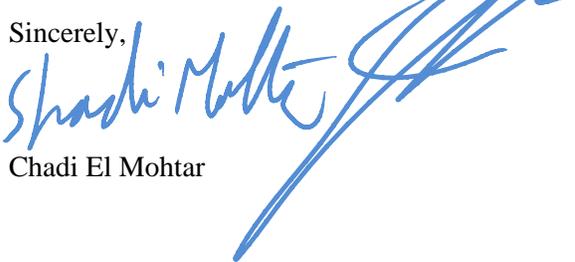
**Additional Figures:**

Figure 4 show the stress-strain plot from shearing the specimens under monotonic axial displacement with drainage for Leached Ore specimen.

Please do not hesitate to contact me if you need further information.

I look forward to serving you again in the near future.

Sincerely,



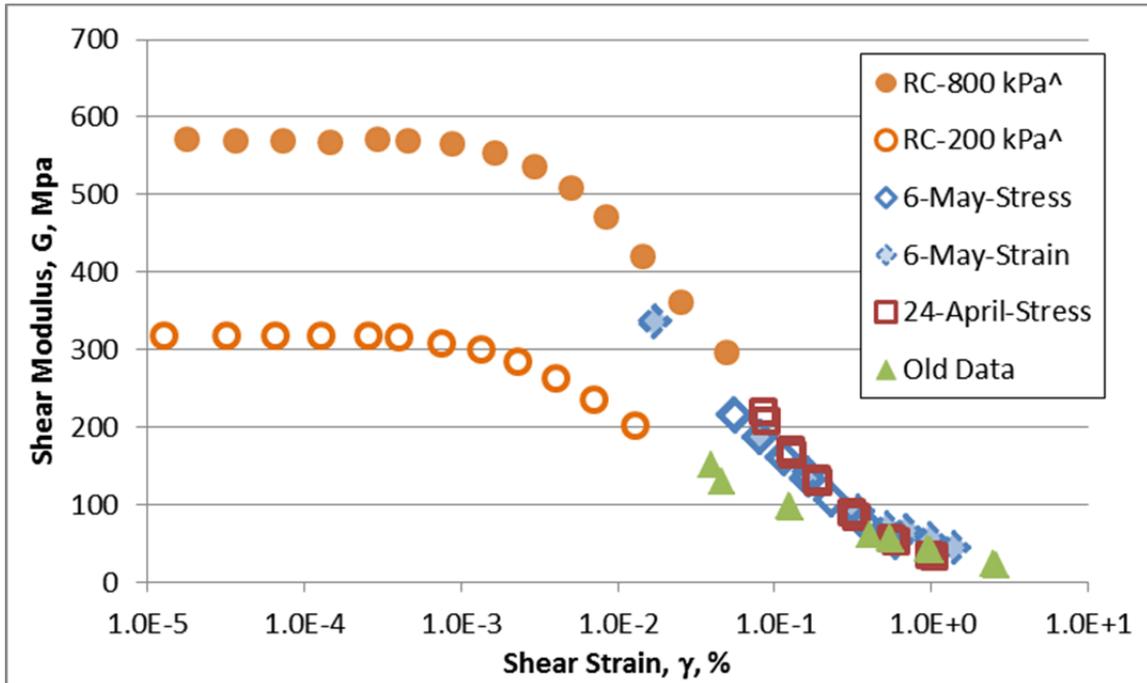
Chadi El Mohtar

## **Attachments**

## Leached Ore Specimen

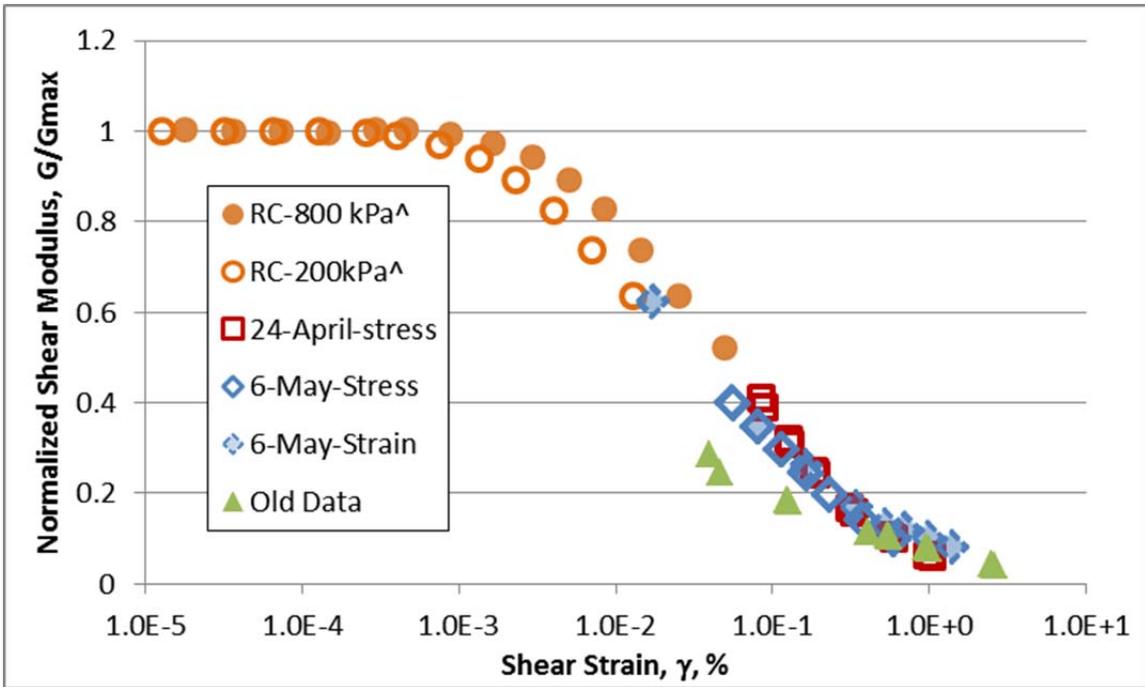
**Table 1: Summary of cyclic triaxial specimen properties**

Property	April 24th, 2015	May 6th, 2015
Target Water Content (%)	2.00	2.00
Diameter of specimen (in)	2.85	3.51
Height of Specimen (in)	6.37	2.83
Internal strain measurement length (in)	3.13	9.84
Measured Water content (%)	2.07	2.69
Density (g/cm <sup>3</sup> )	1.97	2.03
Dry Density (g/cm <sup>3</sup> )	1.93	1.98
Degree of Saturation (%)	14.47	20.65



^ Data obtained from previous tests by Prof. Stokoe on similar material.

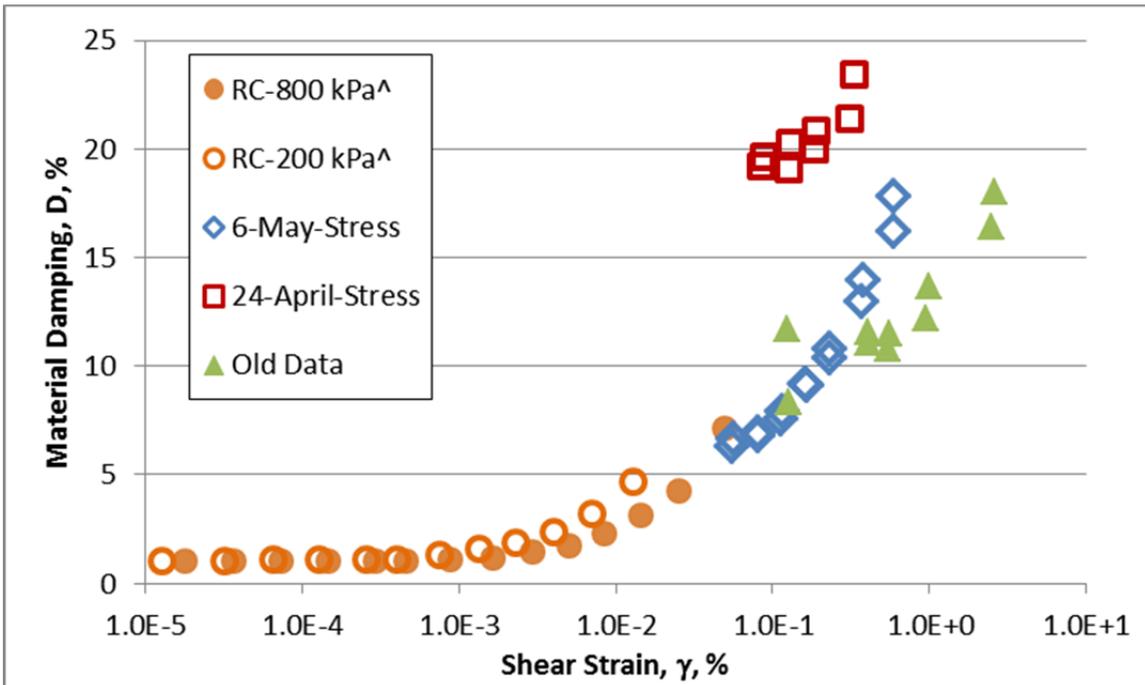
**Figure 1: Shear modulus versus shear strain from cyclic triaxial testing using internal strain measurements compared to the resonant column tests**



<sup>^</sup> Data obtained from previous tests by Prof. Stokoe on similar material.

\* CTX data are normalized by  $G_{max}$  from the Resonant column tests for a confining stress of 700kPa.

**Figure 2: Normalized  $G/G_{max}$  from cyclic triaxial testing and resonant column tests**



<sup>^</sup> Data obtained from previous tests by Prof. Stokoe on similar material.

**Figure 3: Damping ratio from cyclic triaxial testing and resonant column tests**

**Table 2: Summary of April 24<sup>th</sup>, 2015 cyclic triaxial testing results**

April 24, 2015			
Stress Control			
Strain	G/Gmax*	Modulus	Damping
%		MPa	%
0.088	0.388	208	19.6
0.084	0.408	219	19.2
0.130	0.308	165	20.3
0.126	0.318	170	19.1
0.190	0.241	129	20.9
0.186	0.247	132	20.0
0.331	0.158	85	23.4
0.312	0.168	90	21.4
0.589	0.099	53	30.0
0.550	0.106	57	26.3
0.980	0.063	34	54.4
1.033	0.061	33	34.3

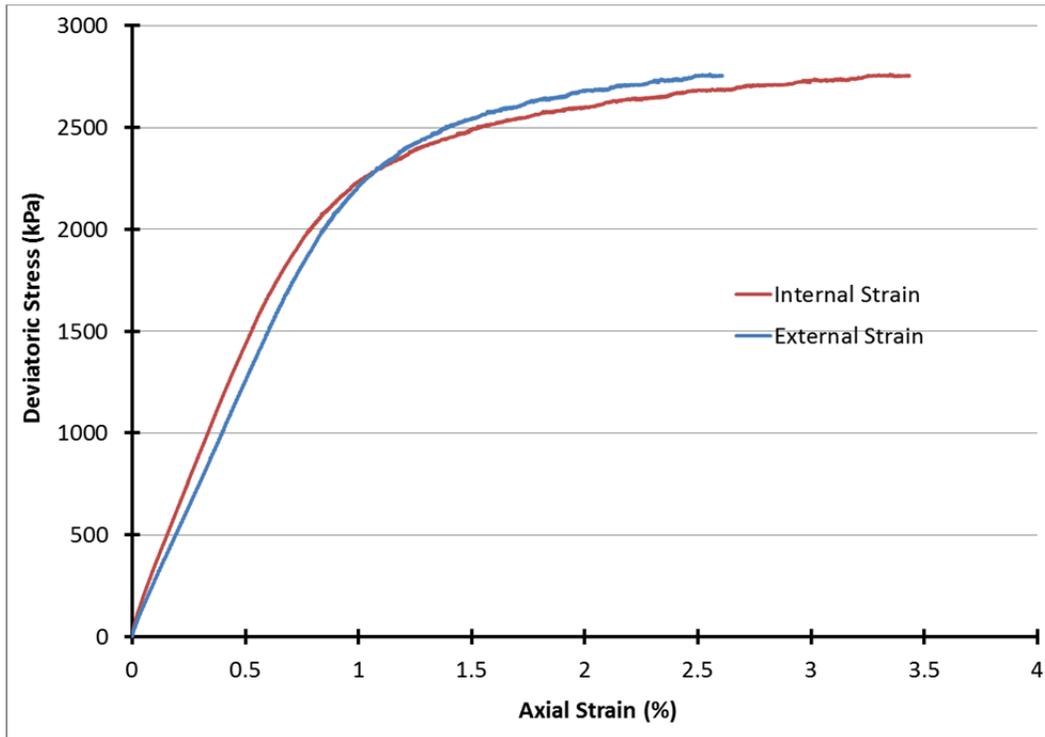
**Table 3: Summary of May 5<sup>th</sup>, 2015 cyclic triaxial testing results**

May 5, 2015						
Stress Control				Strain Control		
Strain	G/Gmax*	Modulus	Damping	Strain	G/Gmax*	Modulus
%		MPa	%	%		MPa
0.057	0.397	214	6.7	0.017	0.624	336
0.056	0.401	217	6.3	0.017	0.627	338
0.081	0.345	186	6.9	0.081	0.350	189
0.081	0.346	187	6.8	0.081	0.348	187
0.115	0.295	159	7.9	0.162	0.262	142
0.114	0.296	160	7.6	0.161	0.261	141
0.161	0.245	132	9.2	0.338	0.171	92
0.165	0.243	131	9.1	0.339	0.170	91
0.234	0.195	105	10.8	0.518	0.130	70
0.232	0.197	106	10.4	0.517	0.129	70
0.377	0.137	74	14.0	0.695	0.123	66
0.368	0.140	76	12.9	0.685	0.122	66
0.599	0.096	52	17.8	0.979	0.104	56
0.596	0.096	52	16.2	0.984	0.100	54
				1.388	0.085	46
				1.389	0.081	44

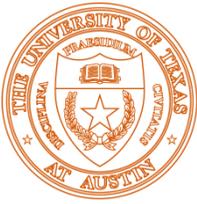
**Table 4: Summary of old cyclic triaxial testing results**

Old Data			
Stress Control			
Strain	G/Gmax*	Modulus	Damping
%		MPa	%
0.046	0.245	130	N/A
0.040	0.284	150	N/A
0.126	0.182	96	8.3
0.125	0.184	97	11.7
0.410	0.113	60	11.5
0.403	0.114	60	11.1
0.556	0.104	55	11.5
0.546	0.106	56	10.8
0.986	0.077	41	13.7
0.949	0.080	42	12.2
2.614	0.040	21	18.0
2.487	0.042	22	16.4

### Additional Figure



**Figure 4: Monotonic drained shearing of Leached Ore Specimen on May 5<sup>th</sup>, 2015 specimen after conclusion of CTX testing.**



COCKRELL SCHOOL OF ENGINEERING  
THE UNIVERSITY OF TEXAS AT AUSTIN

Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering  
1 University Station, C1792 • Austin, Texas 78712-0280

Chadi El Mohtar, Ph.D.

Associate Professor

Civil, Architectural and Environmental Engineering

The University of Texas at Austin

ECJ 9.227B, 301 E Dean Keeton, Station C1792

Austin, TX 78712 - 0280

Phone: (512) 471 - 3695

Fax: (512) 471 - 6548

Email: [ElMohtar@mail.utexas.edu](mailto:ElMohtar@mail.utexas.edu)

Twitter: [@ProfElMohtar](https://twitter.com/ProfElMohtar)

[http://www.cae.utexas.edu/prof/El\\_Mohtar/](http://www.cae.utexas.edu/prof/El_Mohtar/)

Austin, TX October 28<sup>th</sup>, 2015

**RE.: Results from Cyclic Triaxial Tests performed at UT Austin on Leached Ore AA\_03 specimen (material B).**

Please find attached the results from cyclic triaxial testing on 1 compacted Leached Ore Aa\_03 Specimen. The test was performed on the soil samples provided at confining pressures of 303 kPa and water contents of 3.4%. The soil specimens were compacted at 2.8" diameter and 5.7" specimens and tested under increasing loading cycles. The specimens were tested at multiple stress levels to cover the range of specified strains (0.1% up to 1.5%) although obtaining data points at exact strain levels is not possible under stress controlled testing. Additional displacement controlled tests were performed as well; however, only the external displacement can be used as controls and therefore, the measured internal strains from these tests were not at exact increments as well. Three loading cycles were applied at each stress/displacement level and the modulus and damping ratio versus strain were calculated from the second and third loading cycles. In addition to the external axial deformations (strains), the testing on both specimens was performed with internal instrumentation (load cell inside the confining cell and local strain measurements across the middle half of the specimen). The results from the internal strains only are included since these are the recommended values to be used. The stress control was used to obtain the small strain measurements while the displacement control was used at higher strain levels to avoid having the specimen fail under tensile necking as the negative tensile stresses would result in failure (check hysteresis loops in Figure 1 and notice the unsymmetry in resisted loads under displacement control since the specimen couldn't resist any deviatoric stresses less the -250kPa).

The conversion from Young's modulus and axial strain to shear modulus and shear strain were performed assuming a Poisson's ratio of 0.25 since no information was provided about the value of Poisson's ratio. The damping ratios were highly affected by the rough surface of the triaxial specimens due to the presence of large particles (this made the rigidity of the clamping lower) and therefore, the cyclic triaxial tests exhibited large than expected strains. This has minimal to no effect on the modulus measurements (since it only results in a slight phase shift between stress and strain). The minimal effect on the modulus measurements is evident with the great match between the CTX modulus and resonant column results. Tests were not extended beyond 1.1% strains since the specimens were approaching shear strength failure in that range.

The following Figures and Tables are attached to this memo to summarize the results:

Table 1: Summary of the tested specimen's properties

Figure 1: Stress-Strain hysteresis loops from strain controlled tests

Figure 2: Shear modulus versus shear strain from cyclic triaxial testing using internal strain measurements compared to the resonant column tests

Figure 3: Normalized  $G/G_{max}$  from cyclic triaxial testing and resonant column tests

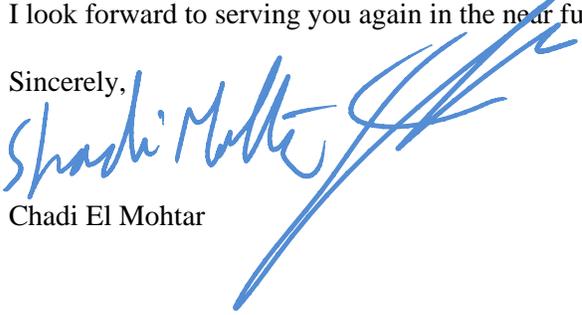
Figure 4: Damping ratio from cyclic triaxial testing and resonant column tests

Table 2: Summary of the cyclic triaxial testing results

Please do not hesitate to contact me if you need further information.

I look forward to serving you again in the near future.

Sincerely,

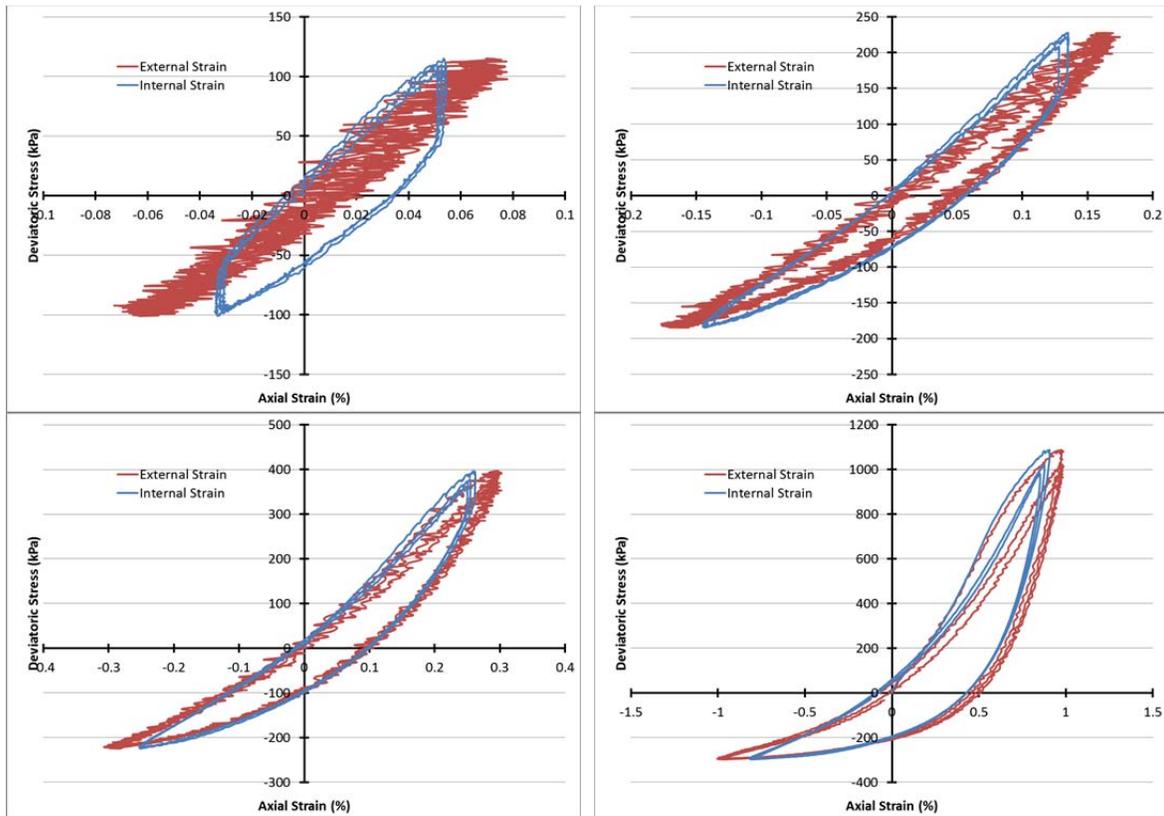
  
Chadi El Mohtar

## **Attachments**

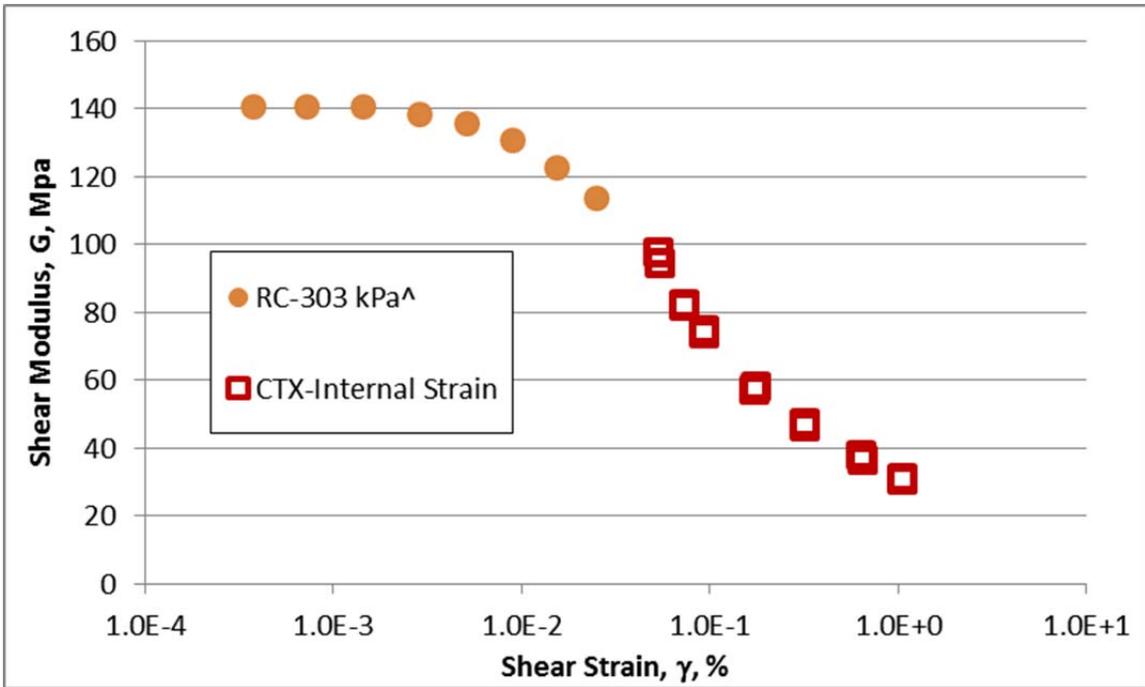
## Mine Waste AA 03 Specimen

**Table 1: Summary of cyclic triaxial specimen properties**

Property	
Target Water Content (%)	2.70
Diameter of specimen (in)	2.83
Height of Specimen (in)	5.99
Internal strain measurement length (in)	2.28
Measured Water content (%)	3.00
Density (g/cm <sup>3</sup> )	1.50
Dry Density (g/cm <sup>3</sup> )	1.45
Degree of Saturation (%)	13.60

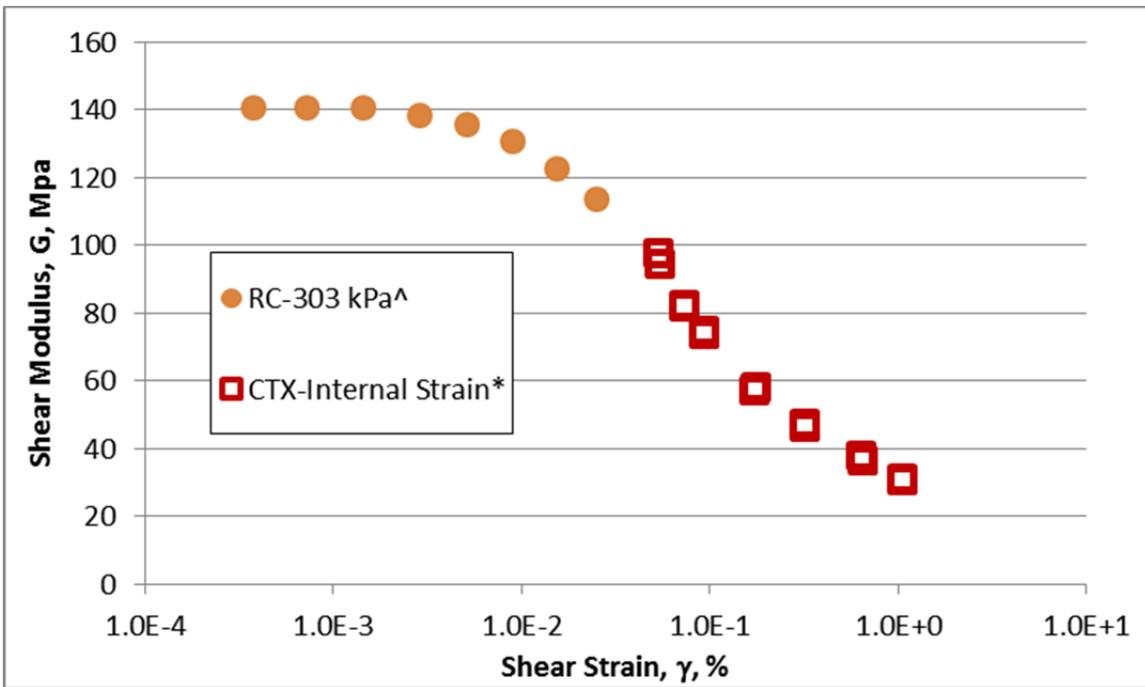


**Figure 1: Stress-Strain hysteresis loops from strain controlled tests at different strain levels**



<sup>^</sup> Data obtained from previous tests by Prof. Stokoe on similar material.

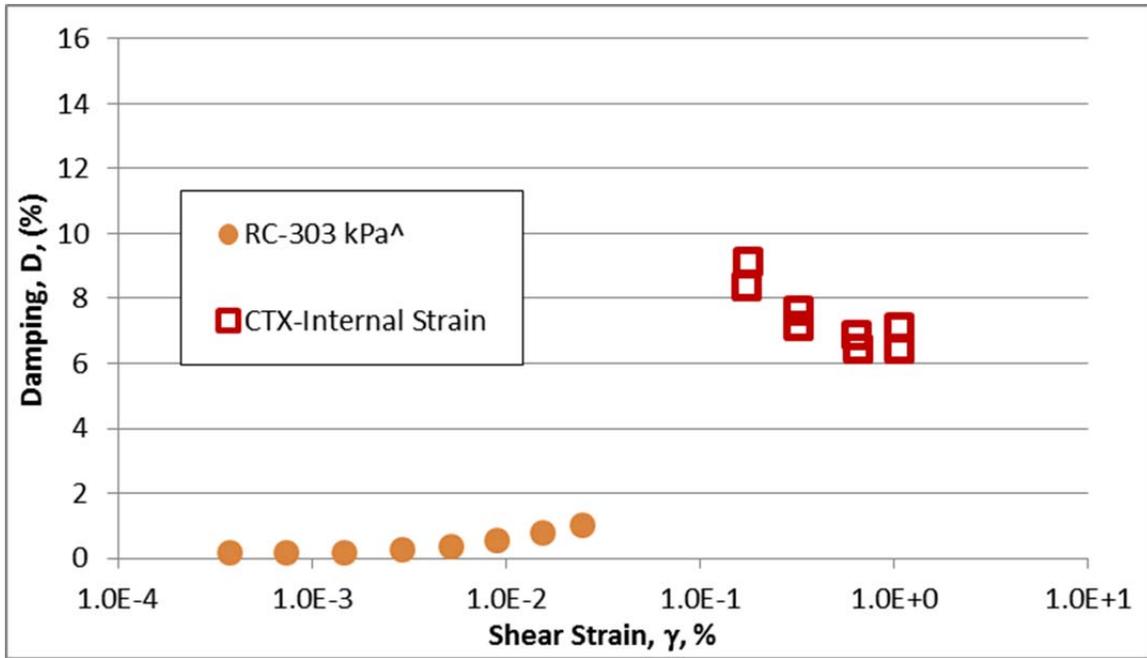
**Figure 2: Shear modulus versus shear strain from cyclic triaxial testing using internal strain measurements compared to the resonant column tests**



<sup>^</sup> Data obtained from previous tests by Prof. Stokoe on similar material.

\* CTX data were normalized by  $G_{max}$  from the Resonant column tests.

**Figure 3: Normalized  $G/G_{max}$  from cyclic triaxial testing and resonant column tests**



^ Data obtained from previous tests by Prof. Stokoe on similar material.

**Figure 4: Damping ratio from cyclic triaxial testing and resonant column tests**

**Table 2: Summary of the cyclic triaxial testing results**

Internal Strain			
Strain %	Modulus MPa	G/Gmax*	Damping %
0.053	98	0.70	N/A
0.054	95	0.67	N/A
0.073	82	0.59	N/A
0.073	82	0.58	N/A
0.092	74	0.53	N/A
0.093	75	0.53	N/A
0.171	58	0.41	8.40
0.174	58	0.42	9.14
0.314	47	0.33	7.20
0.316	48	0.34	7.65
0.636	38	0.27	6.87
0.642	36	0.26	6.46
1.044	31	0.22	6.49
1.049	31	0.22	7.15

## **ANEXO B**

-

### **Resumen de columnas unidimensionales**

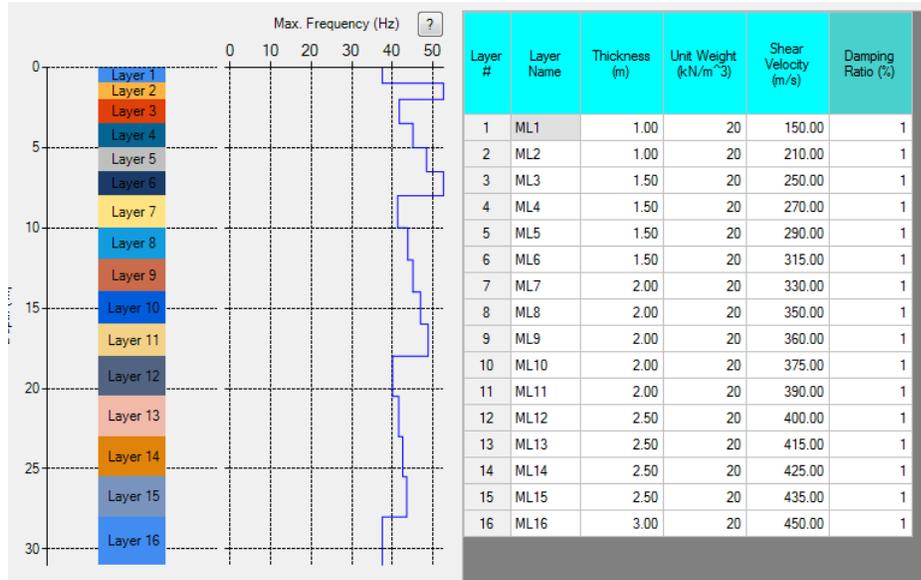


Figura B.1. Columna 1 – Características dinámicas del material explotado por voladura “A” para el análisis lineal (16 estratos)

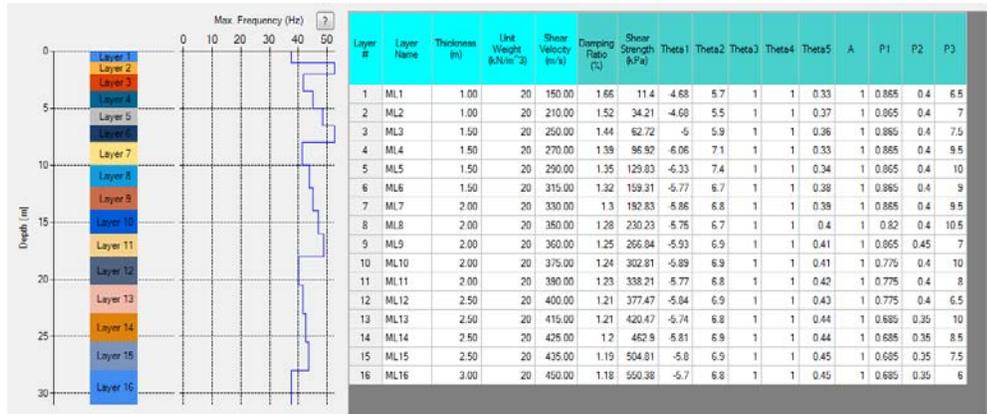


Figura B.2. Columna 1 – Características dinámicas del material explotado por voladura “A” para el análisis no lineal y lineal equivalente (16 estratos)

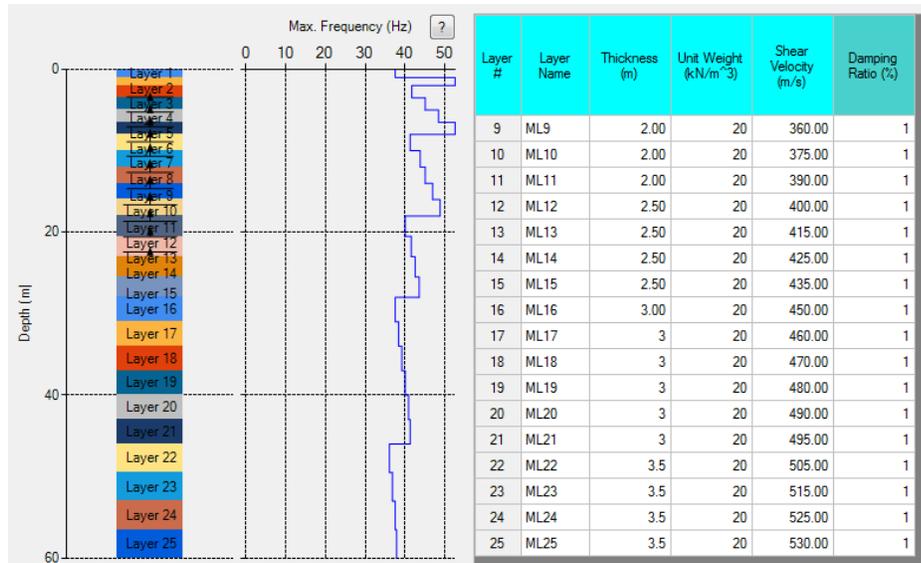


Figura B.3. Columna 2 – Características dinámicas del material explotado por voladura “A” para el análisis lineal (del estrato 9 al estrato 25)

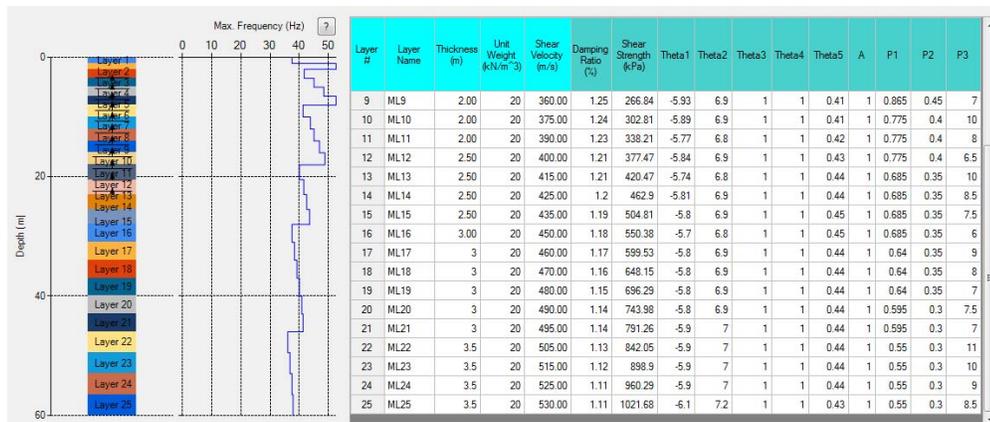


Figura B.4. Columna 2 – Características dinámicas del material explotado por voladura “A” para el análisis no lineal y lineal equivalente (del estrato 9 al estrato 25)

Nota: Los primeros 8 estratos son los indicados en la columna 1

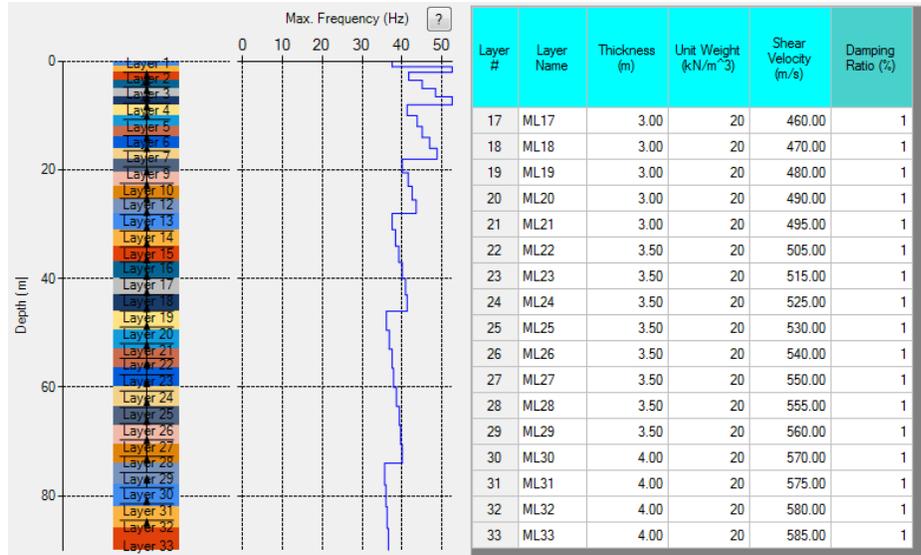


Figura B.5. Columna 3 – Características dinámicas del material explotado por voladura “A” para el análisis lineal (del estrato 17 al estrato 33)

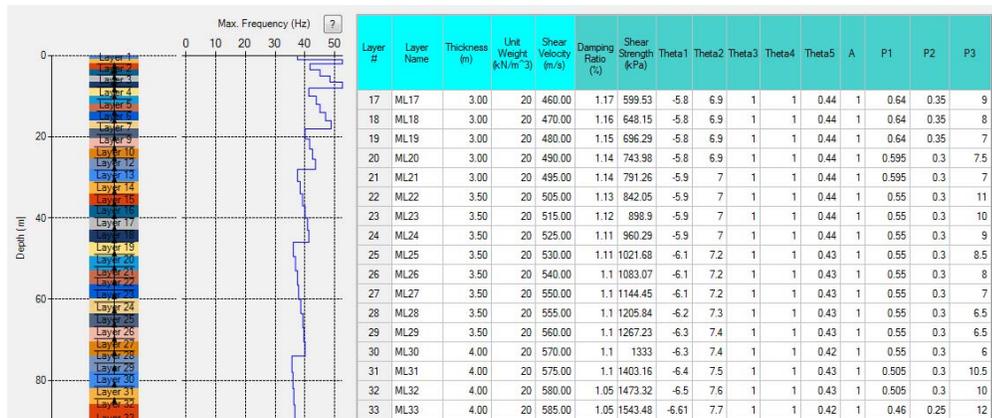


Figura B.6. Columna 3 – Características dinámicas del material explotado por voladura “A” para el análisis no lineal y lineal equivalente (del estrato 17 al estrato 33)

Nota: Los primeros 16 estratos son los indicados en la columna 1

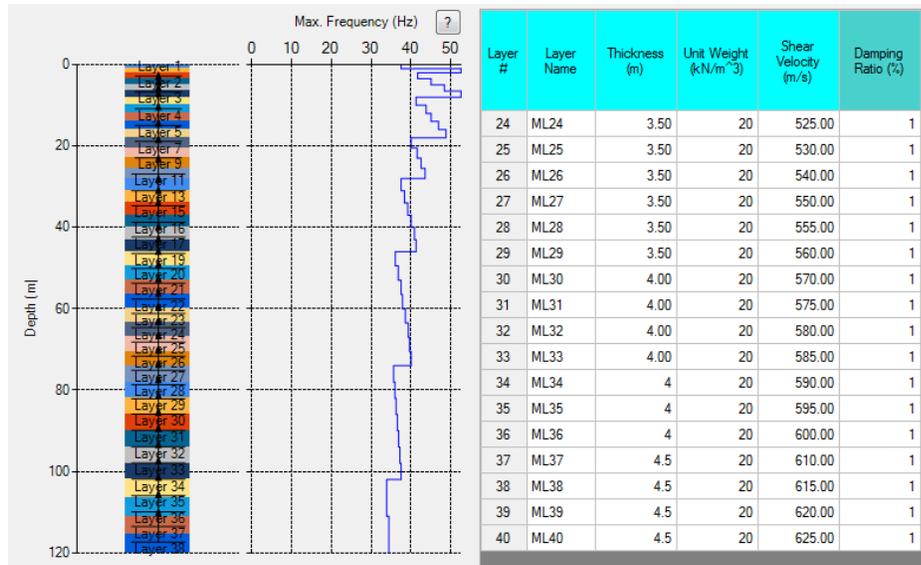


Figura B.7. Columna 4 – Características dinámicas del material explotado por voladura “A” para el análisis lineal (del estrato 24 al estrato 40)

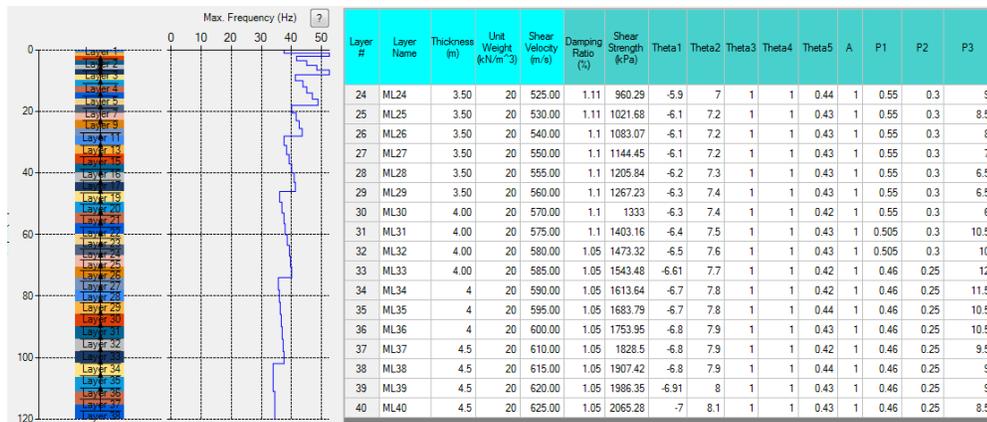


Figura B.8. Columna 4 – Características dinámicas del material explotado por voladura “A” para el análisis no lineal y lineal equivalente (del estrato 24 al estrato 40)

Nota: Los primeros 23 estratos son los indicados en la columna 1 y 2

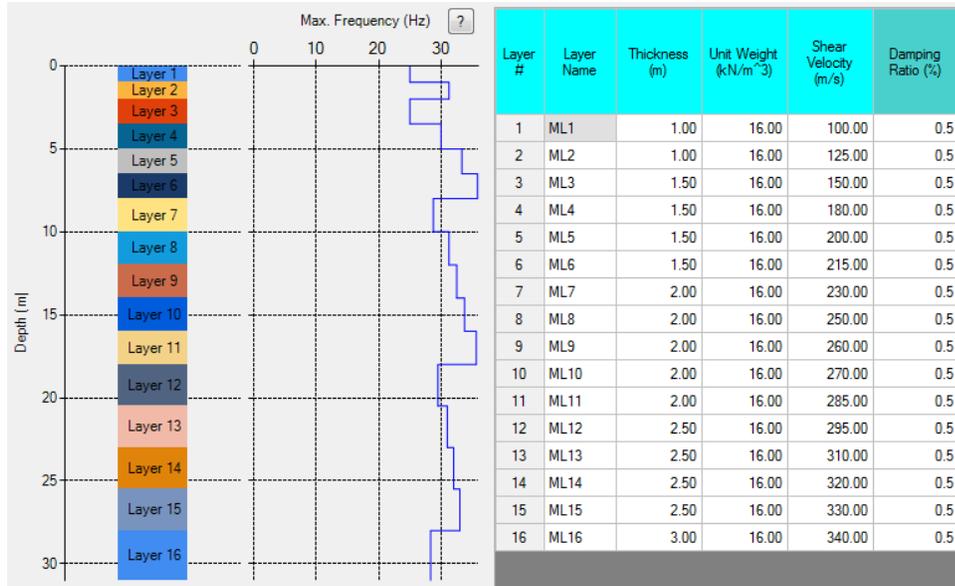


Figura B.9. Columna 1 – Características dinámicas del material explotado por chancado “B” para el análisis lineal (16 estratos)

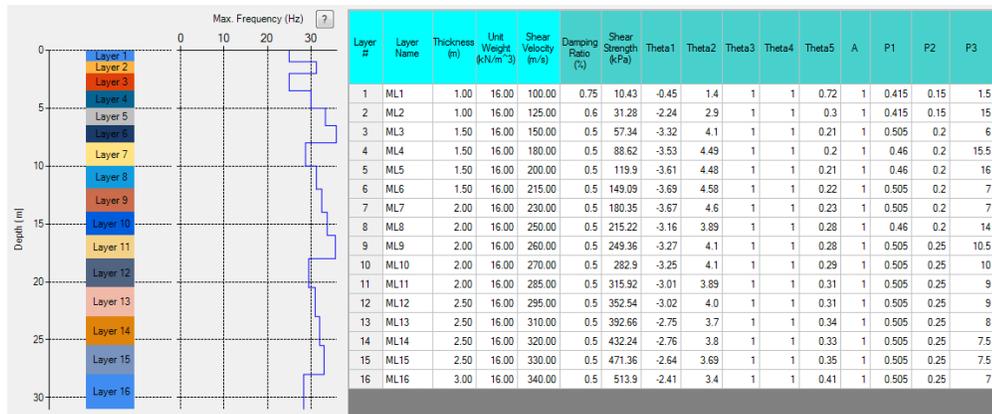


Figura B.10. Columna 1 – Características dinámicas del material explotado por chancado “B” para el análisis no lineal y lineal equivalente (16 estratos)

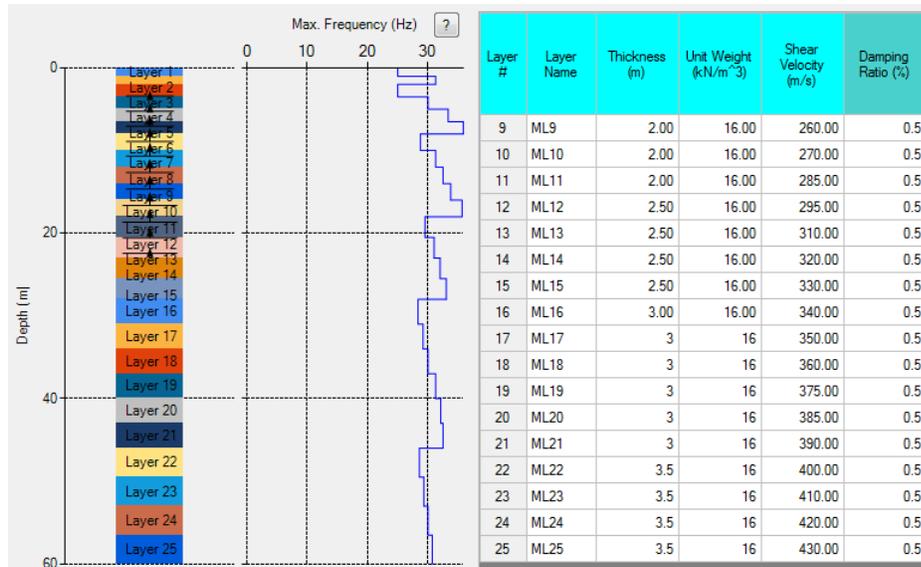


Figura B.11. Columna 2 – Características dinámicas del material explotado por chancado “B” para el análisis lineal (del estrato 9 al estrato 25)

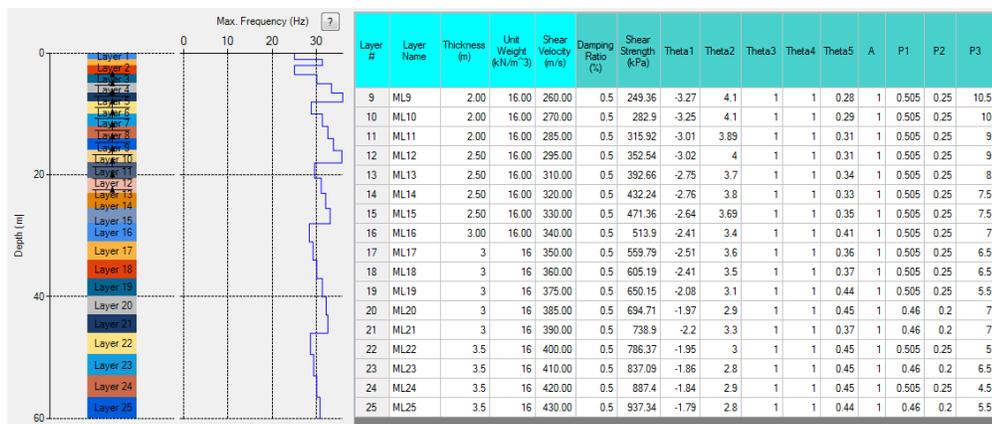


Figura B.12. Columna 2 – Características dinámicas del material explotado por chancado “B” para el análisis no lineal y lineal equivalente (del estrato 9 al estrato 25)

Nota: Los primeros 8 estratos son los indicados en la columna 1

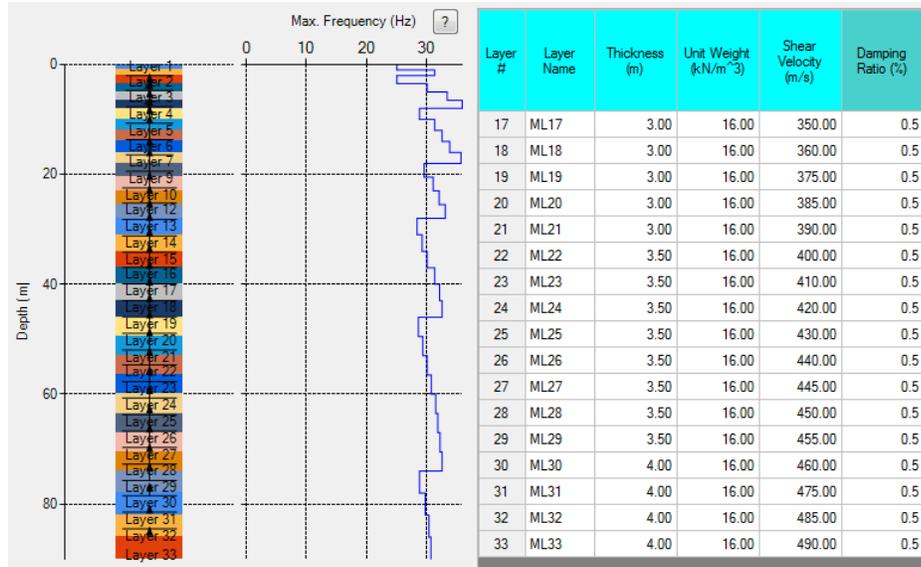


Figura B.13. Columna 3 – Características dinámicas del material explotado por chancado “B” para el análisis lineal (del estrato 17 al estrato 33)

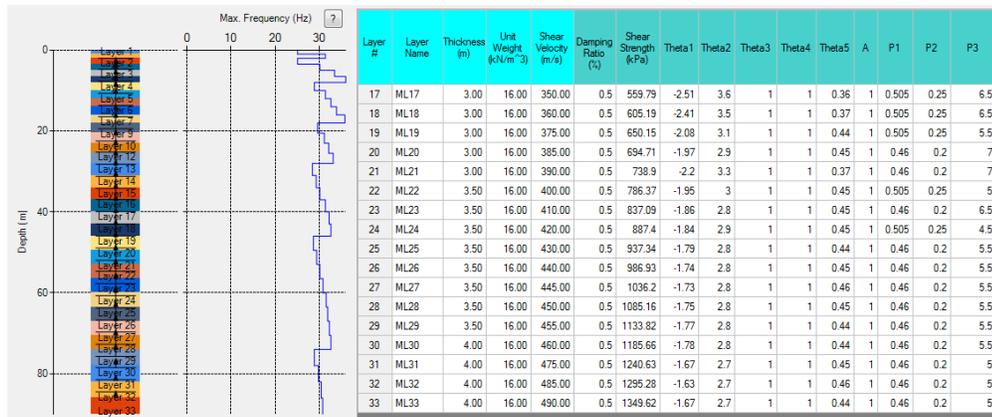


Figura B.14. Columna 3 – Características dinámicas del material explotado por chancado “B” para el análisis no lineal y lineal equivalente (del estrato 17 al estrato 33)

Nota: Los primeros 16 estratos son los indicados en la columna 1

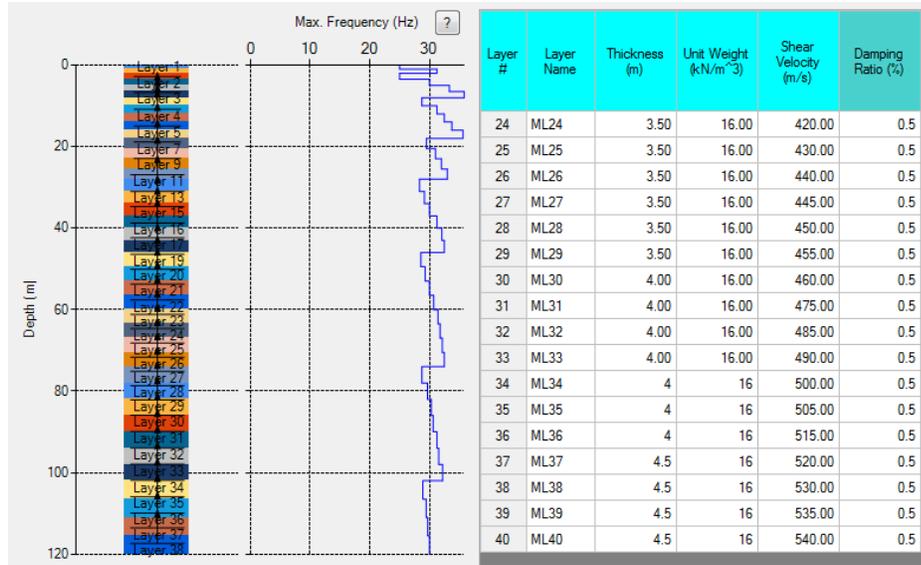


Figura B.15. Columna 4 – Características dinámicas del material explotado por chancado “B” para el análisis lineal (del estrato 24 al estrato 40)

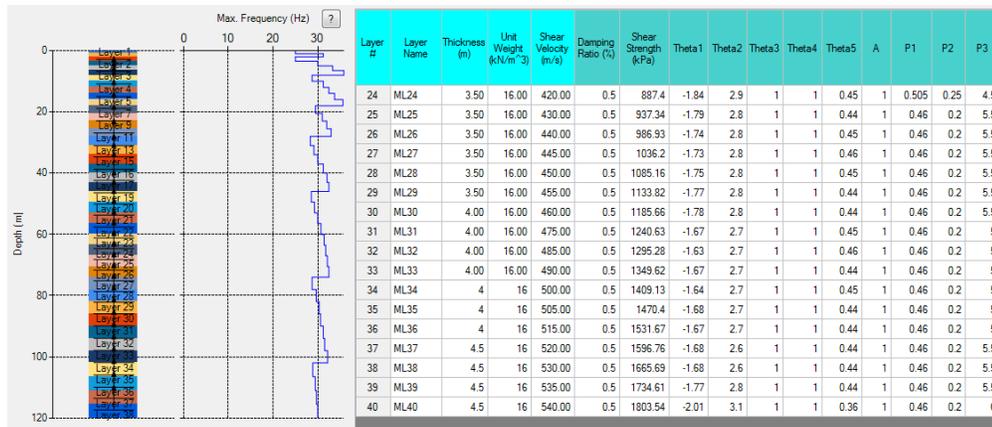


Figura B.16. Columna 4 – Características dinámicas del material explotado por chancado “B” para el análisis no lineal y lineal equivalente (del estrato 24 al estrato 40)

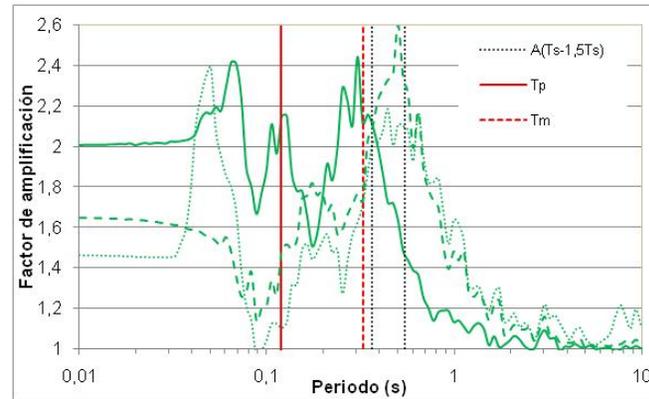
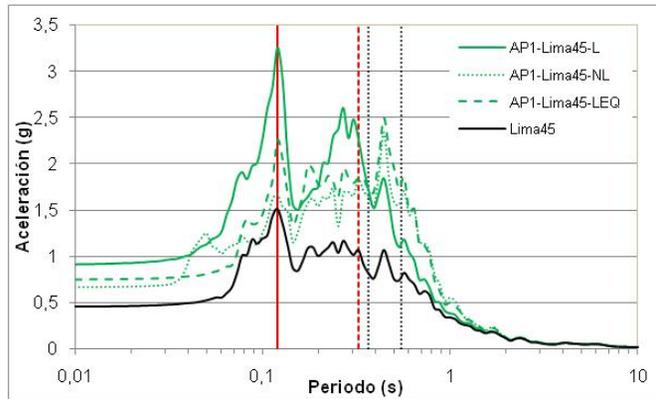
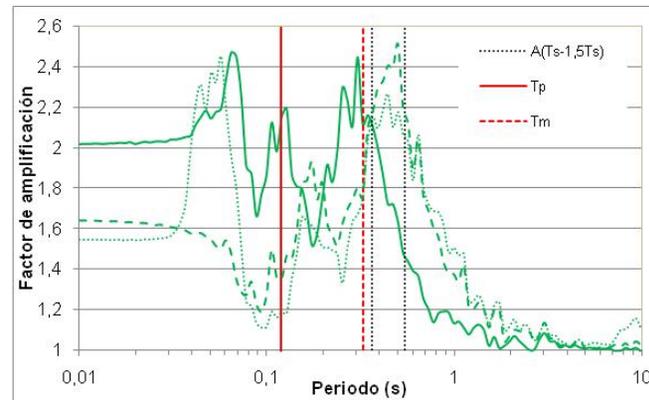
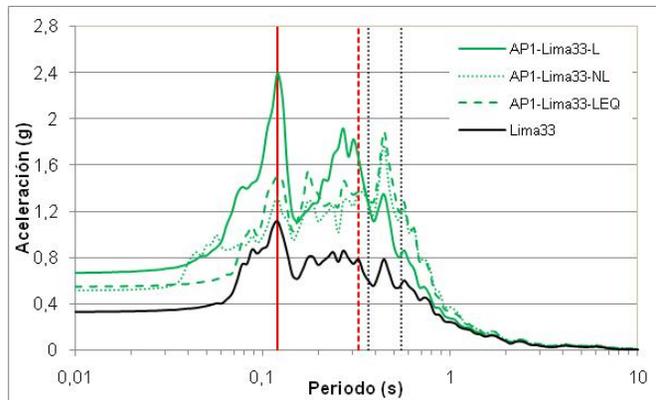
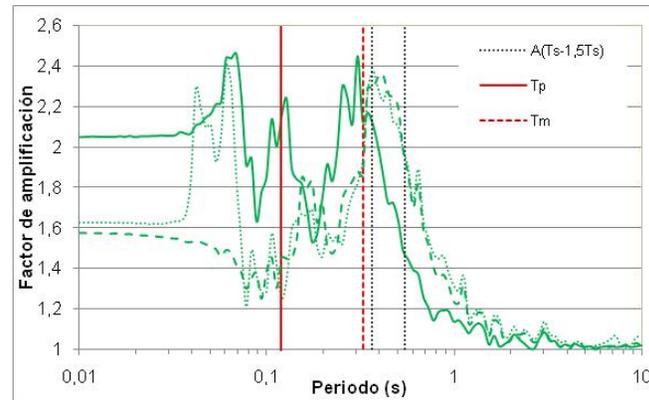
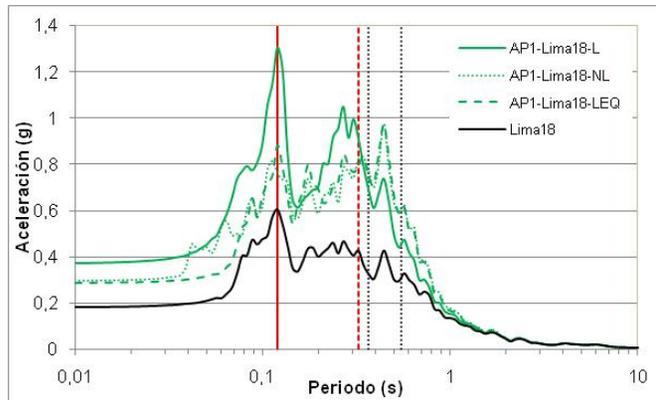
Nota: Los primeros 23 estratos son los indicados en la columna 1 y 2

## **ANEXO C**

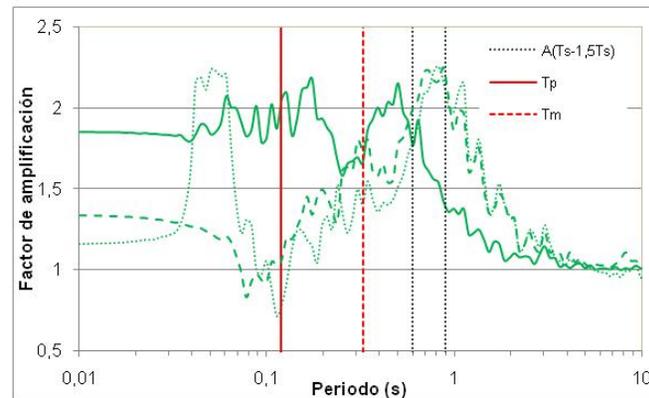
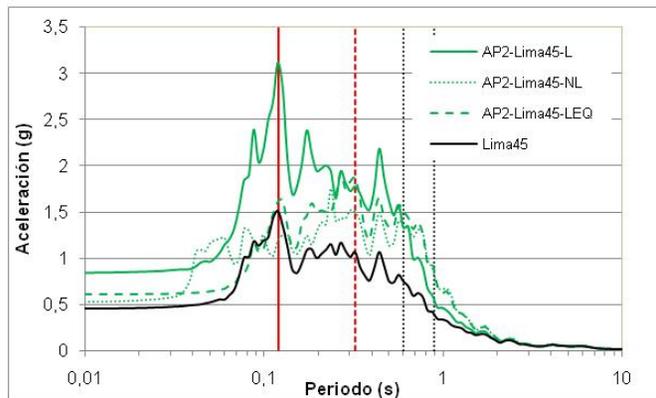
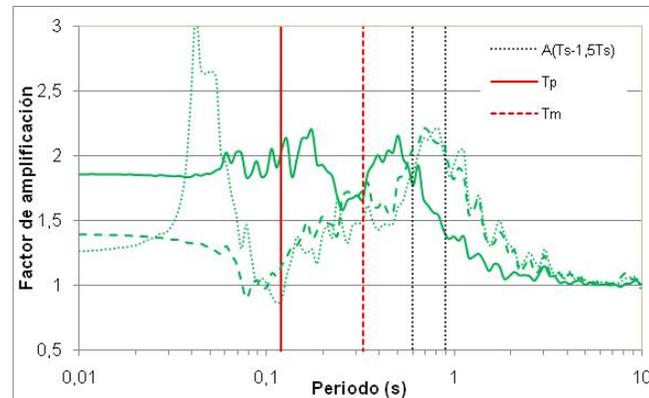
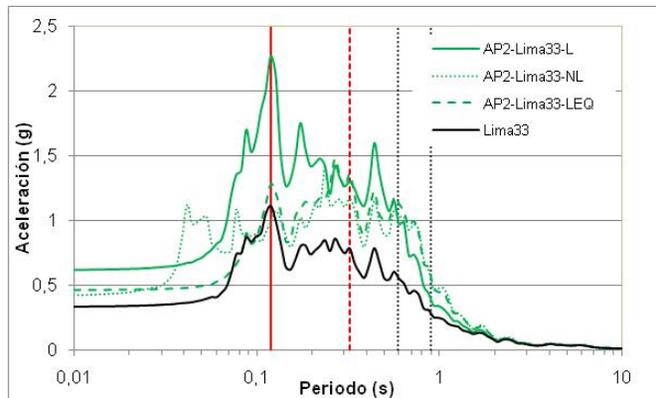
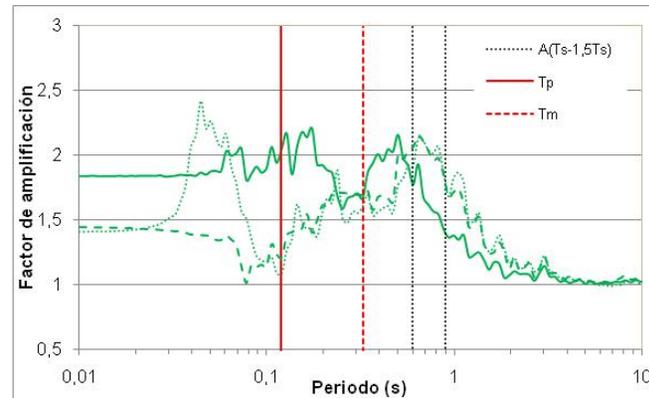
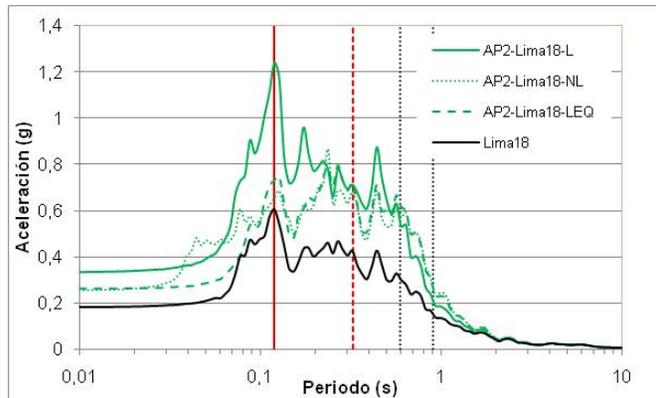
-

# **Resultados de análisis de respuesta sísmica 1D**

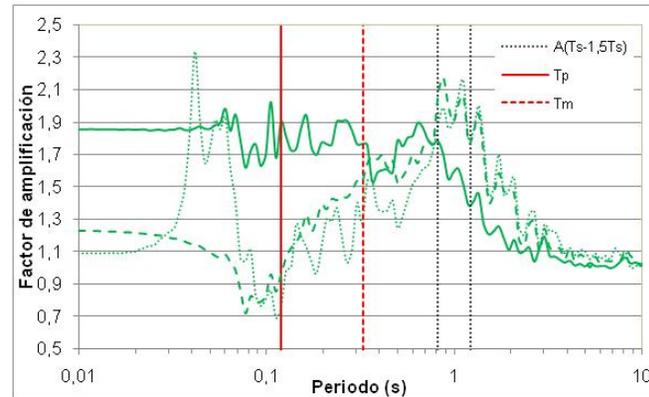
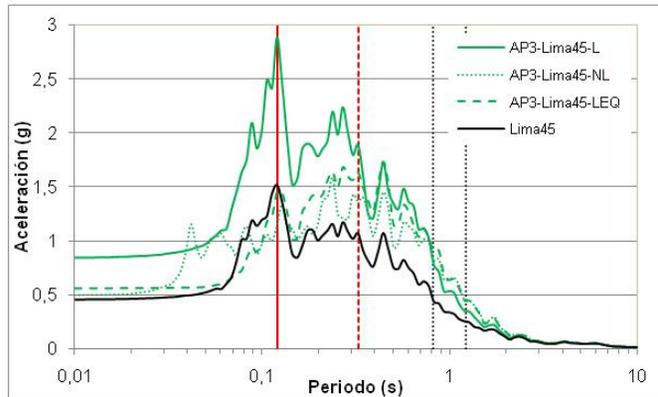
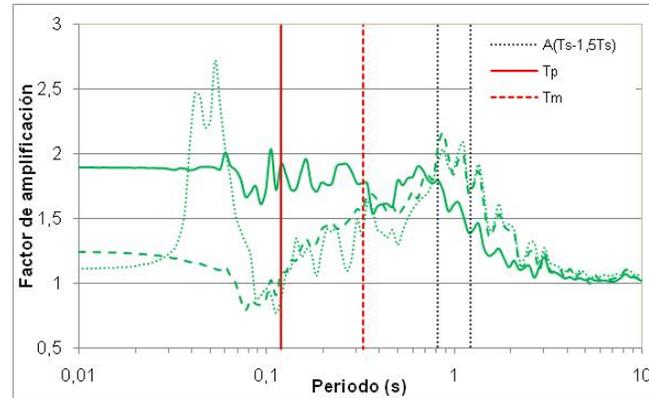
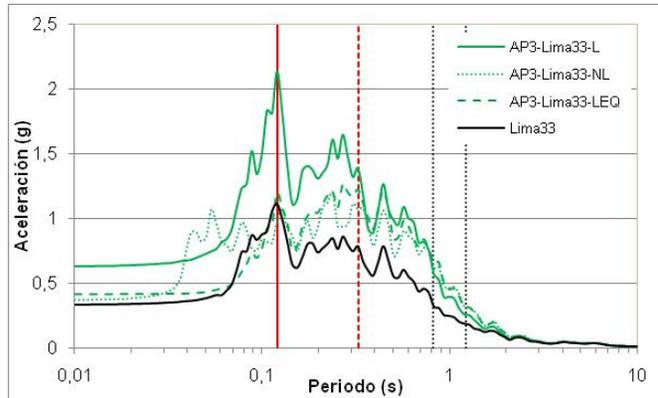
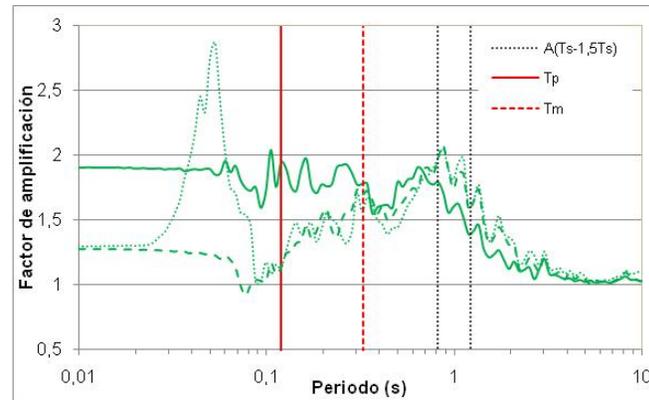
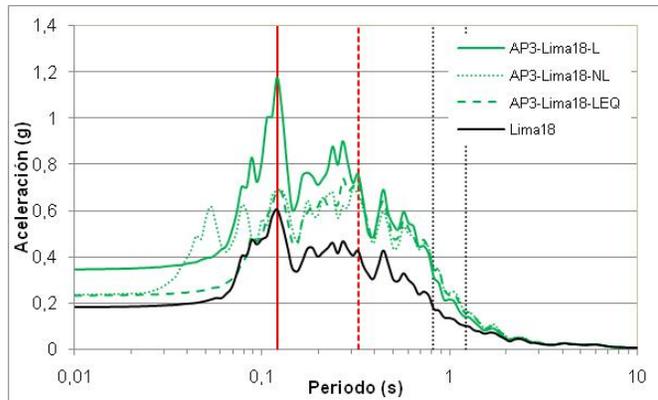
## **RESULTADOS OBTENIDOS EN EL MATERIAL “A” – MATERIAL POR VOLADURA**



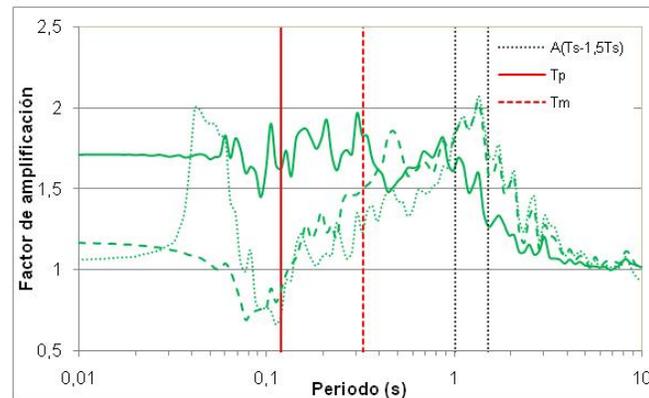
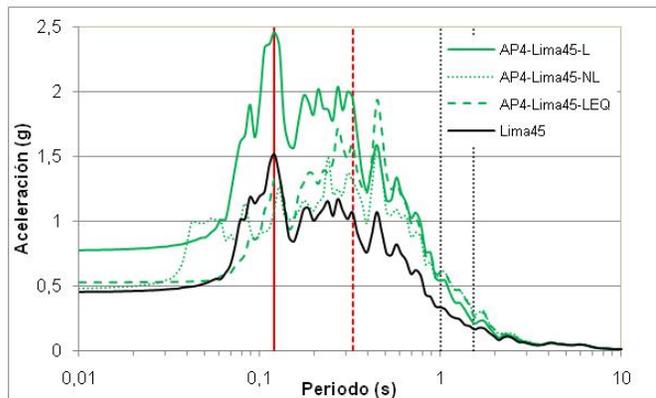
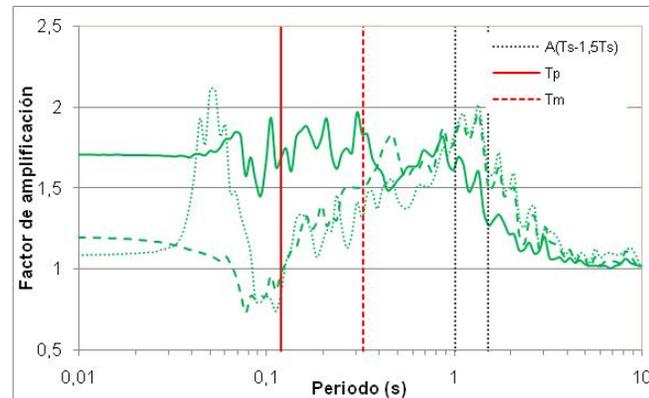
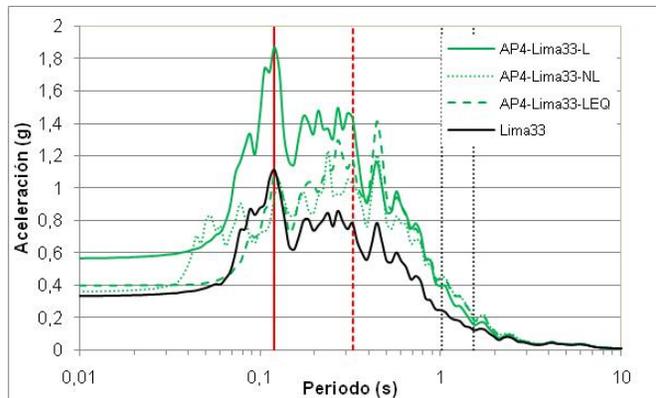
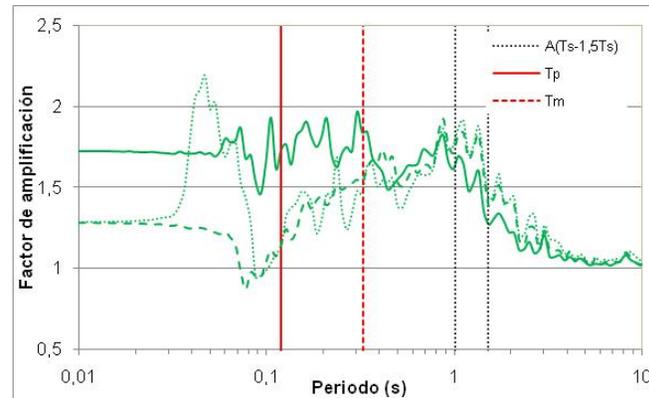
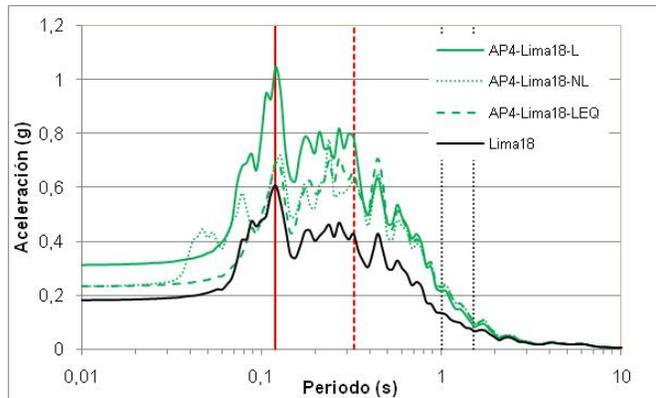
Resultado en material por voladura "A", en la columna 1, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



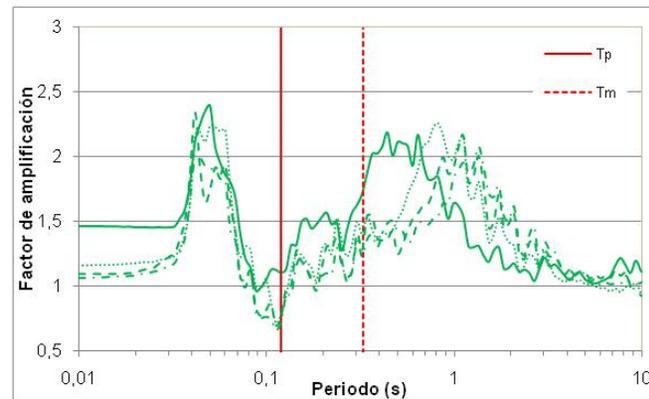
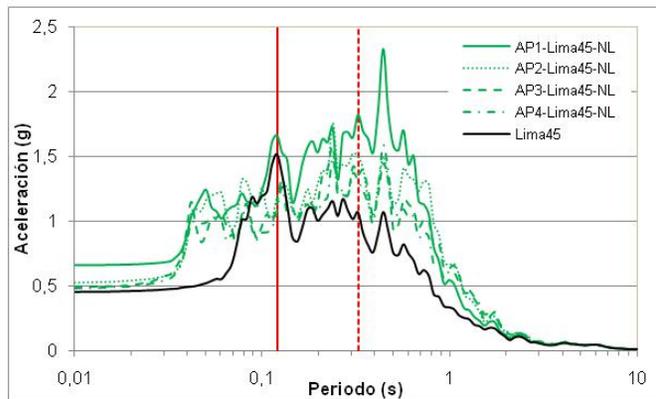
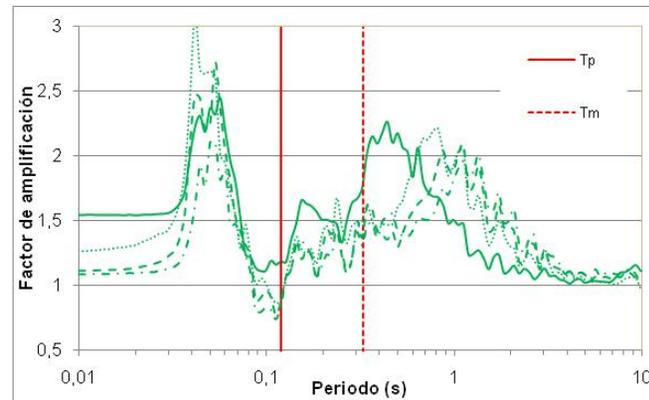
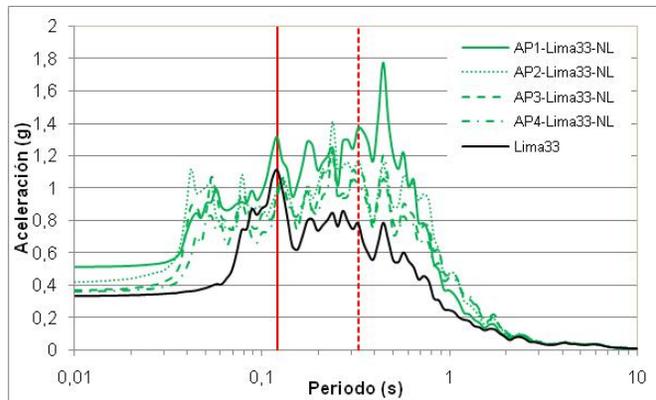
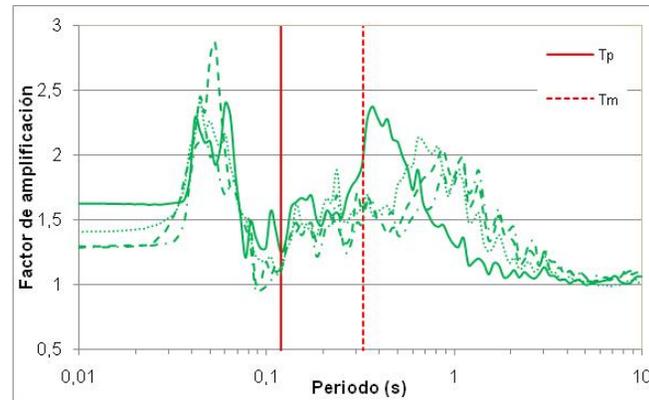
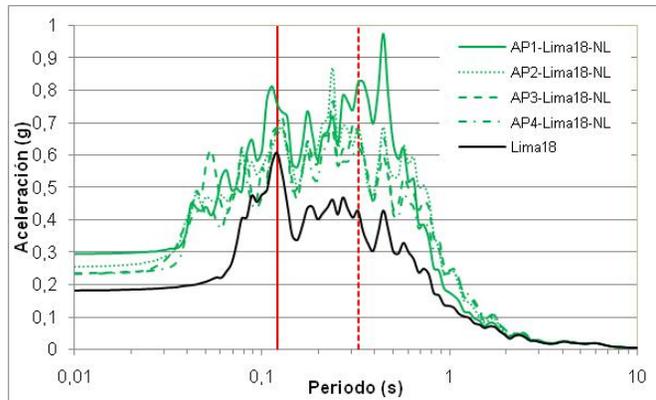
Resultado en material por voladura "A", en la columna 2, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



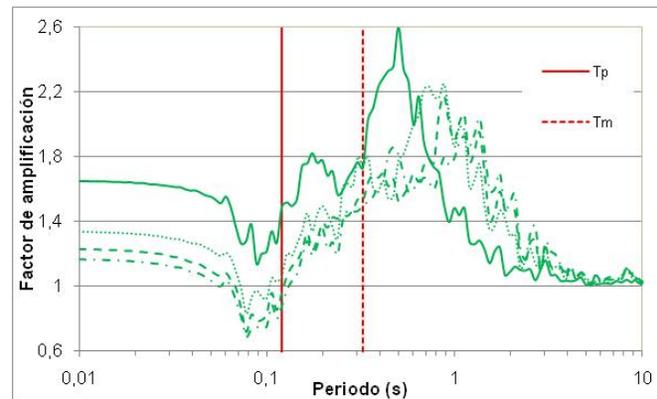
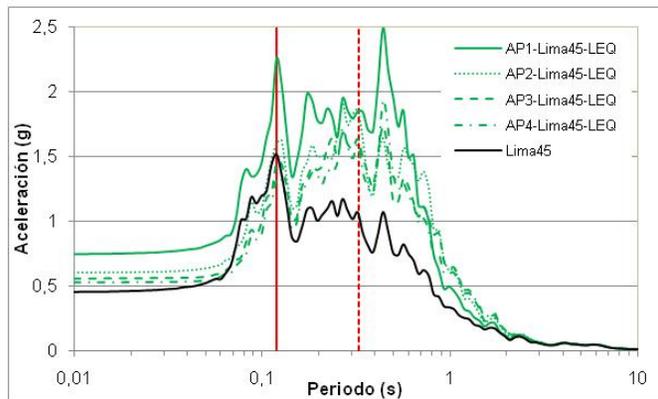
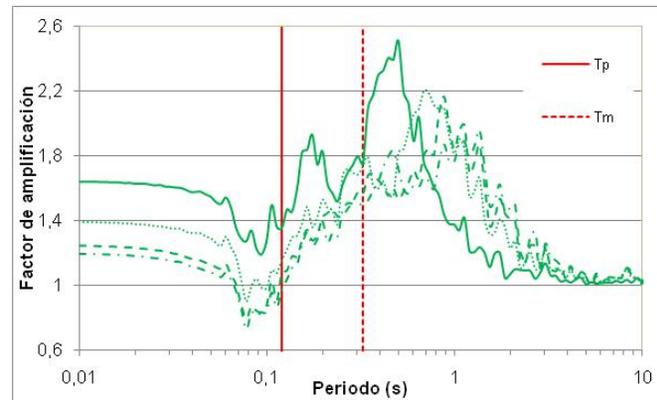
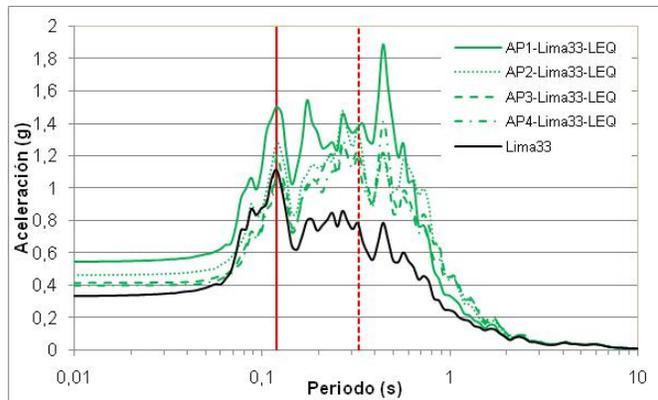
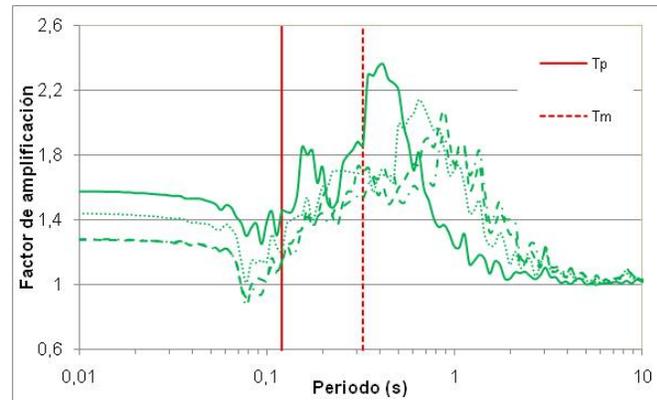
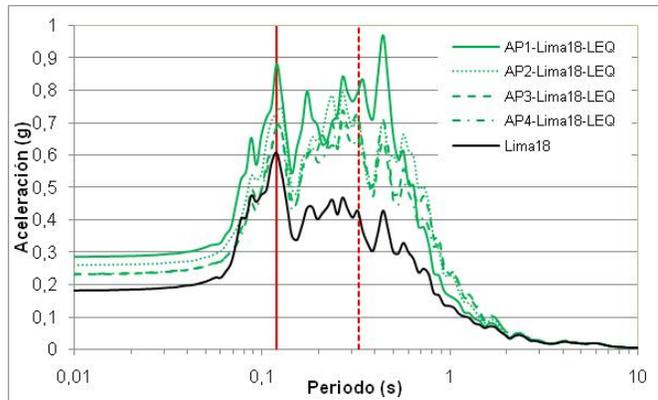
Resultado en material por voladura “A”, en la columna 3, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



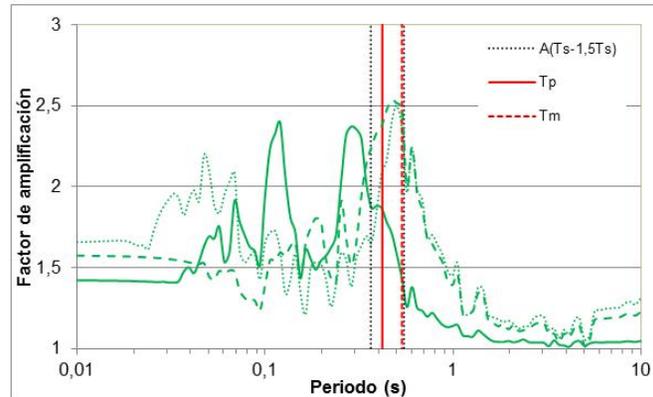
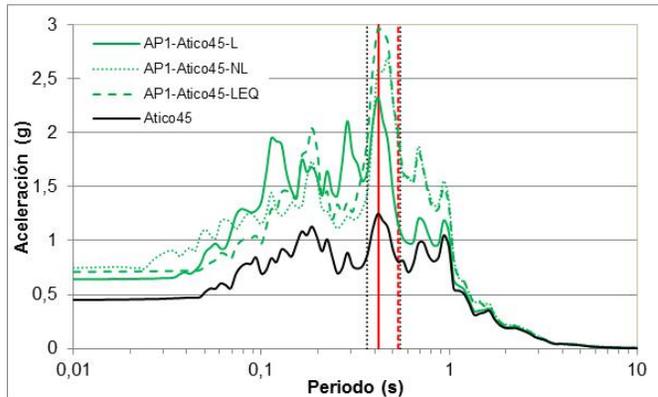
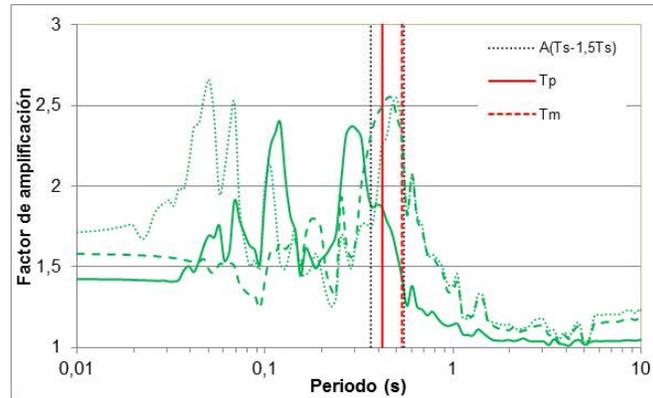
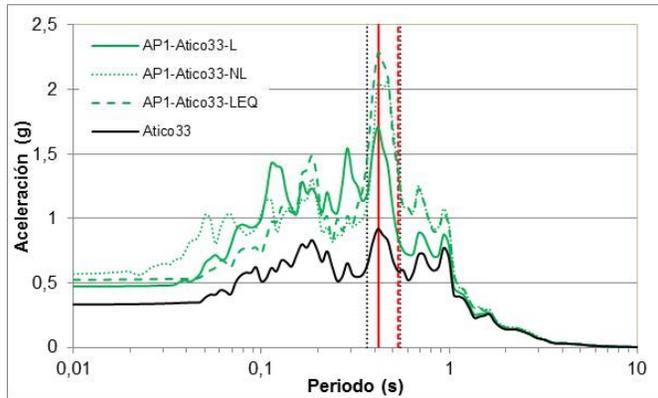
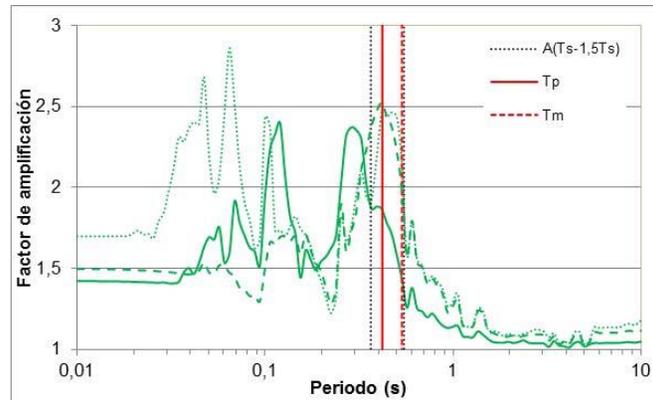
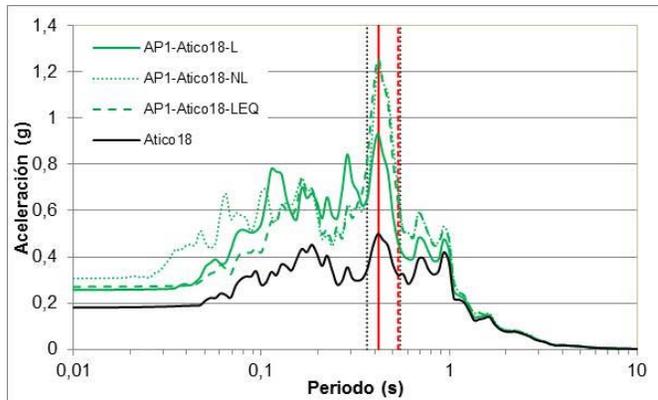
Resultado en material por voladura “A”, en la columna 4, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



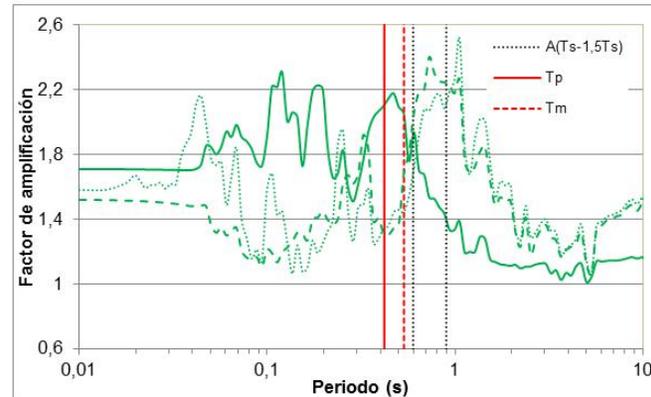
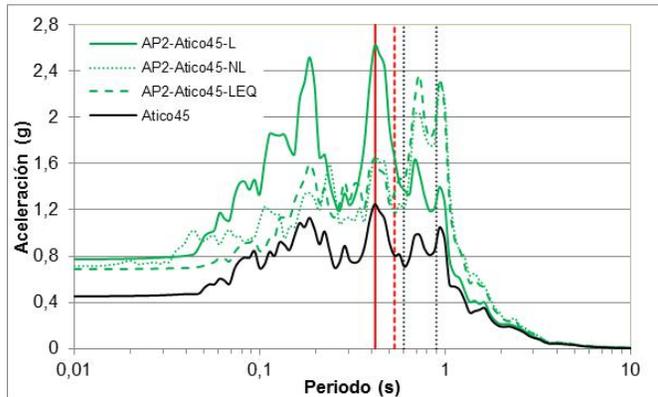
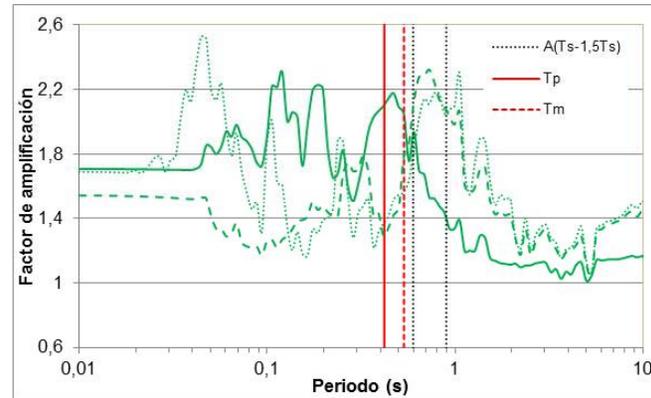
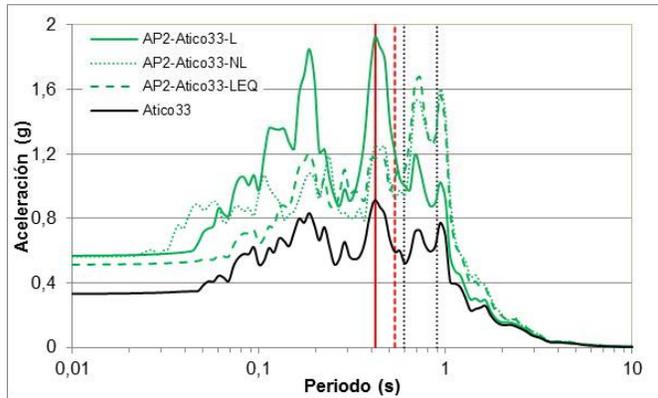
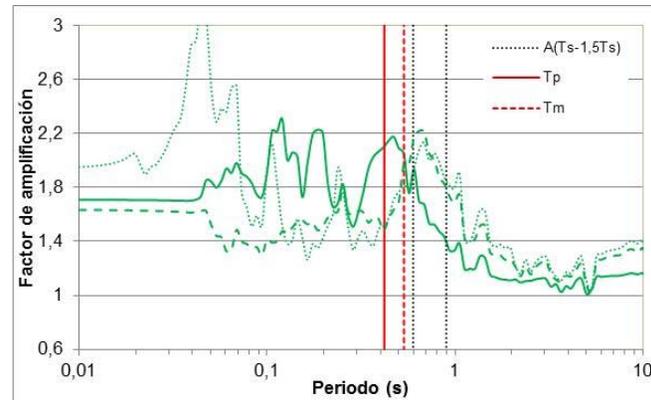
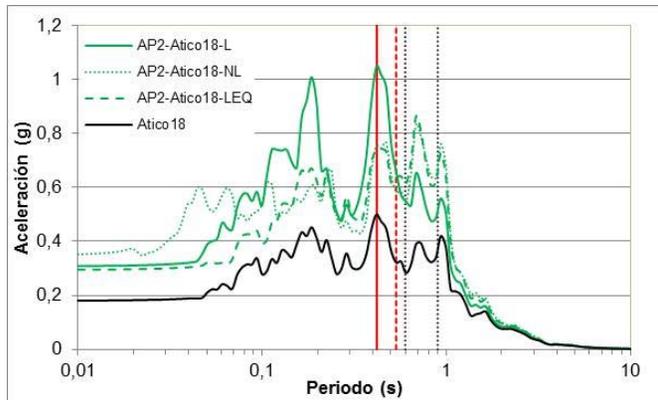
Resultado en material por voladura "A", para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando las columnas 1, 2, 3 y 4.



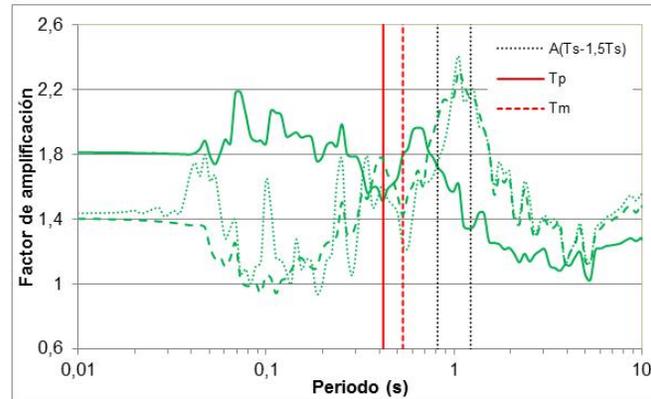
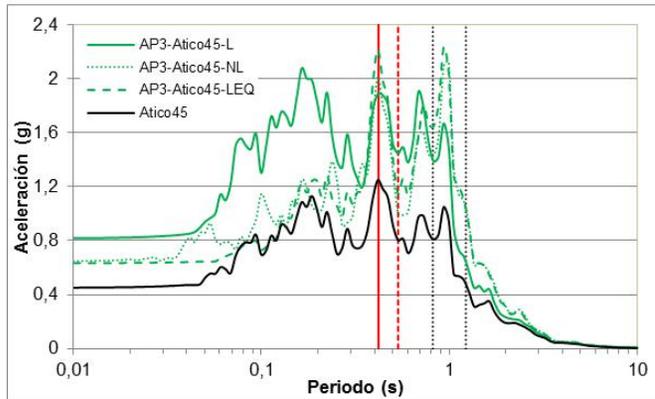
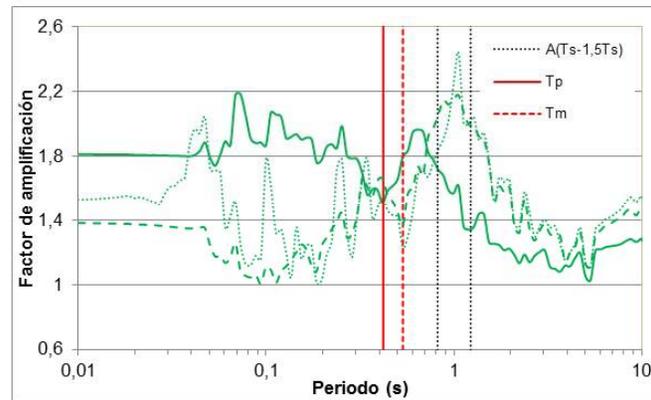
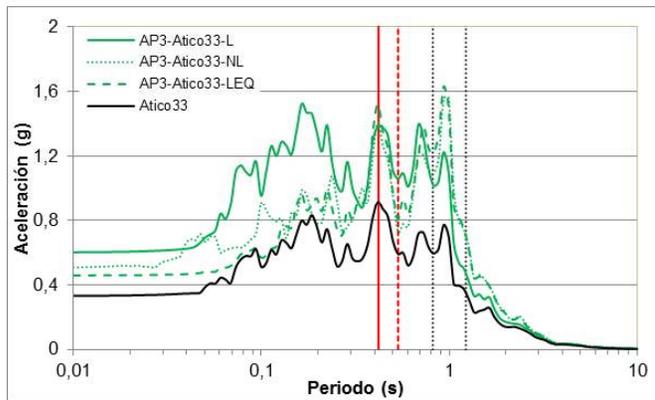
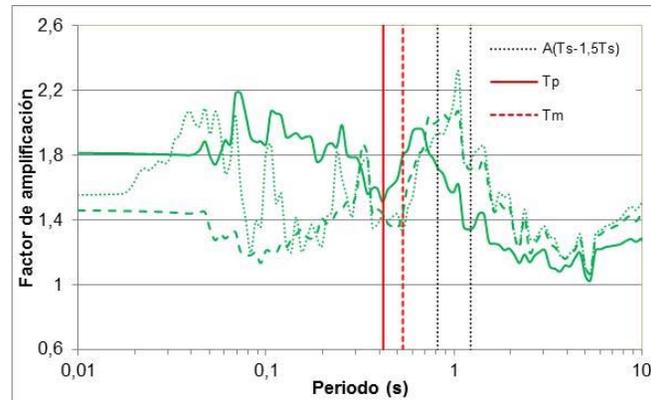
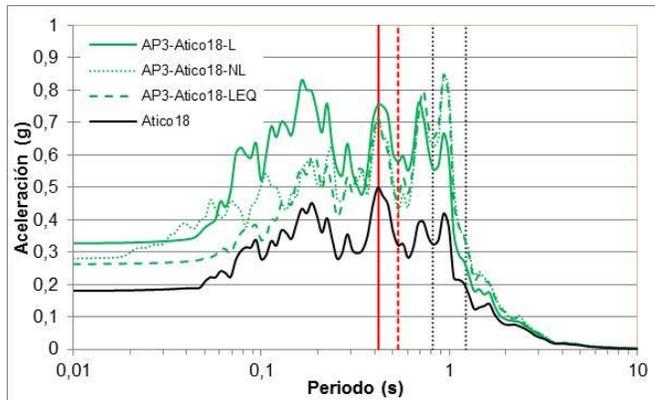
Resultado en material por voladura "A", para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis lineal equivalente, comparando las columnas 1, 2, 3 y 4.



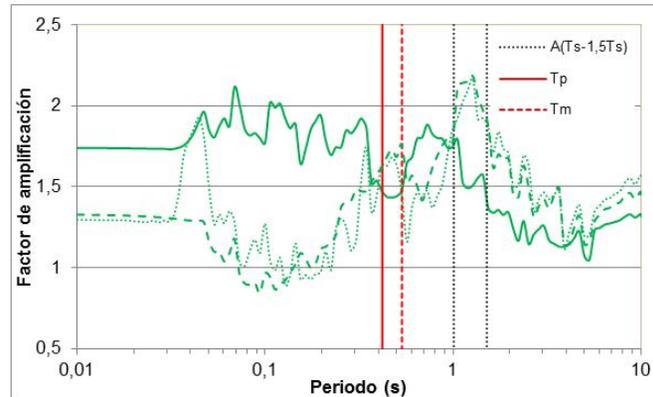
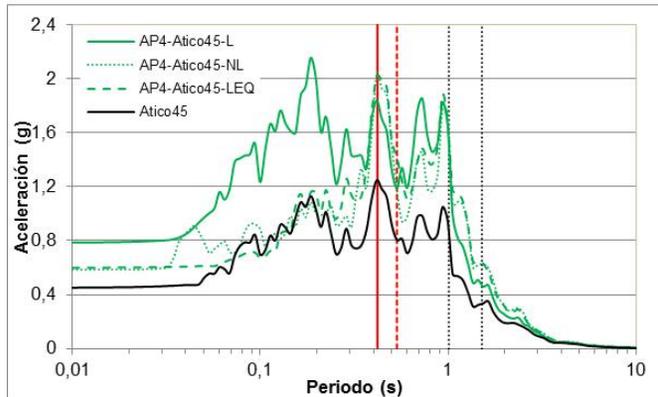
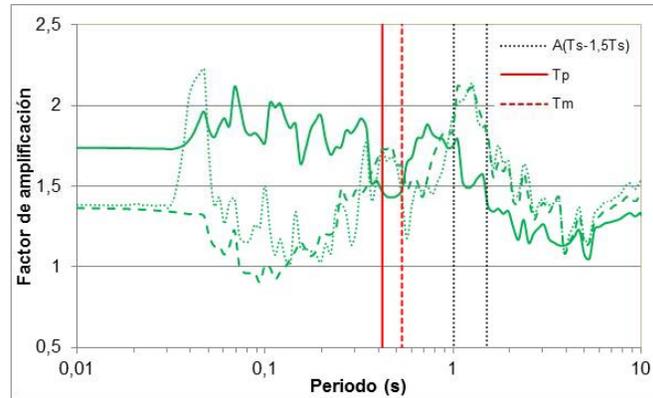
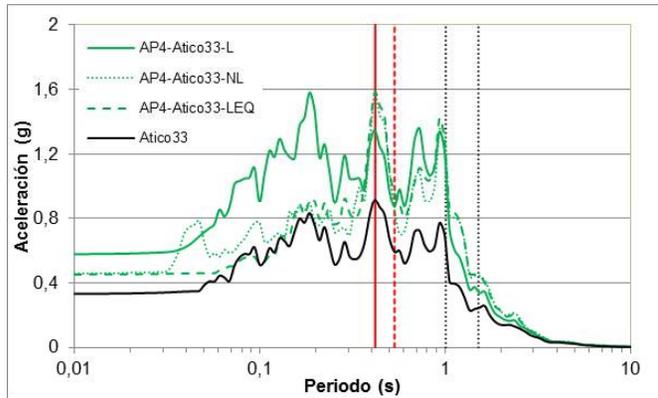
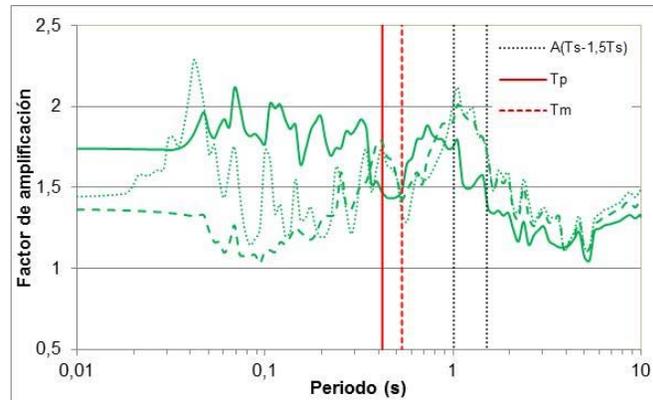
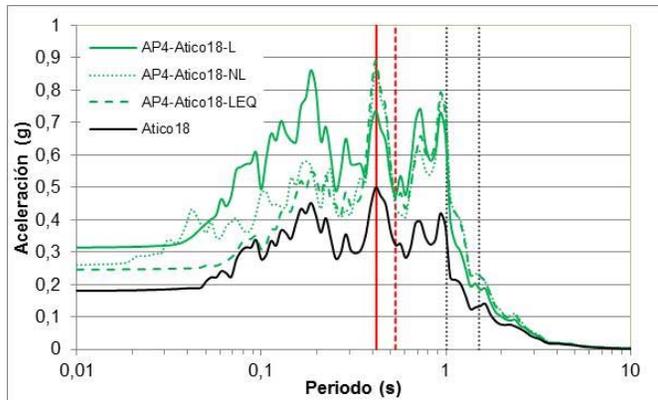
Resultado en material por voladura "A", en la columna 1, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



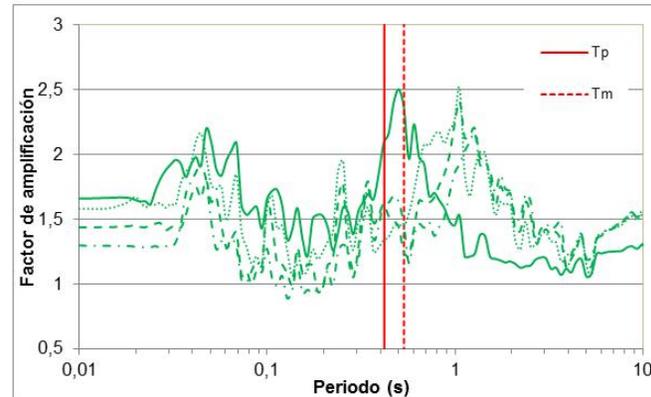
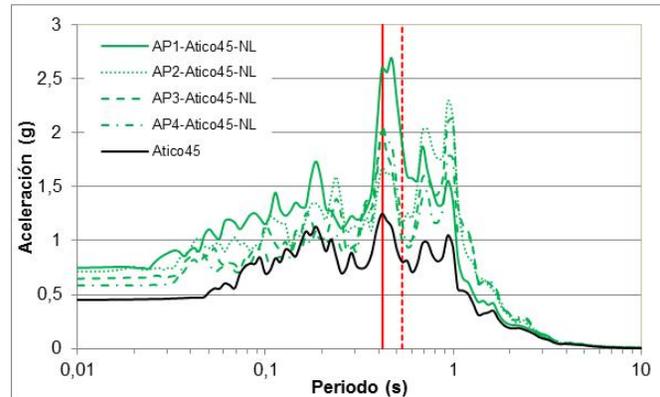
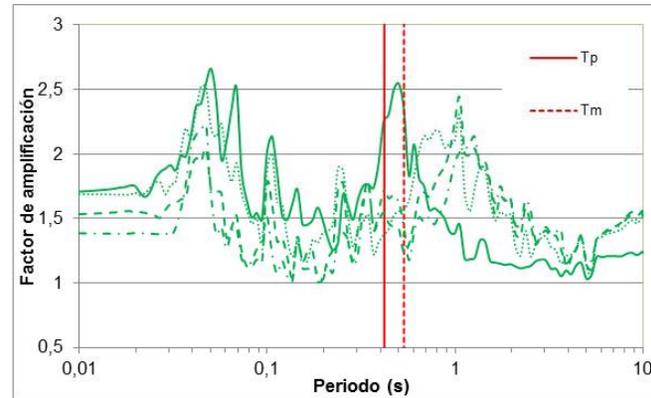
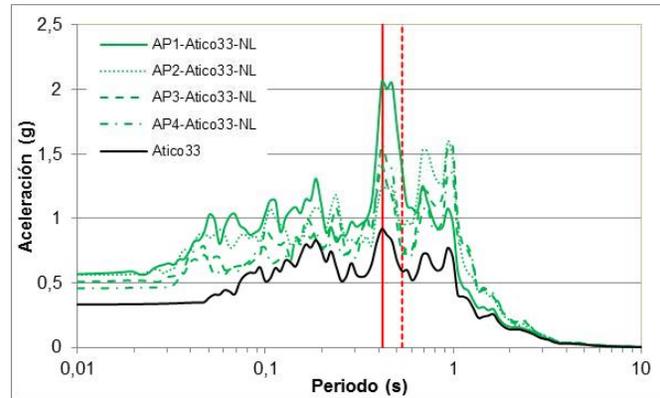
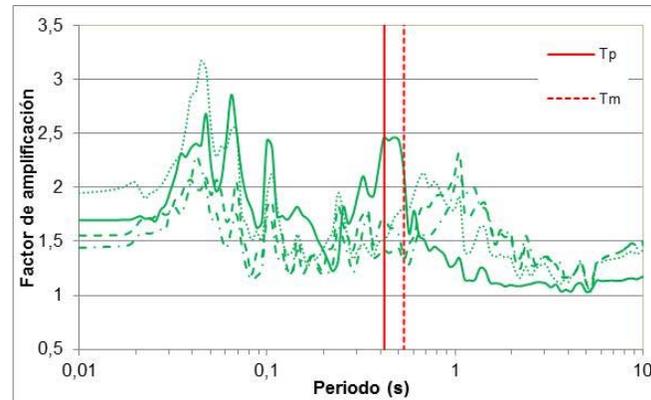
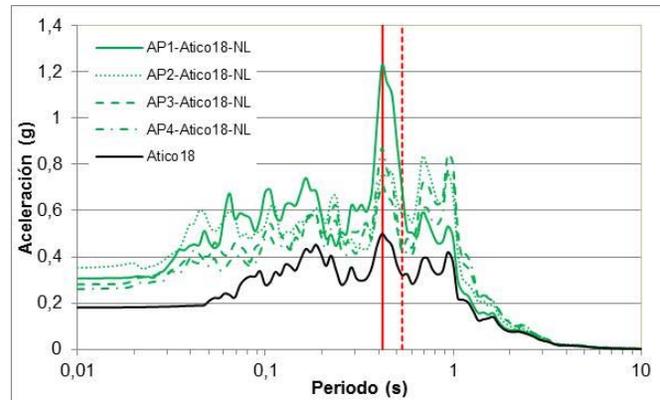
Resultado en material por voladura "A", en la columna 2, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



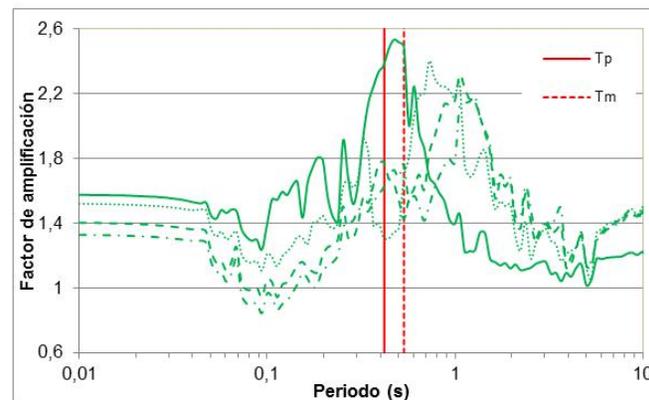
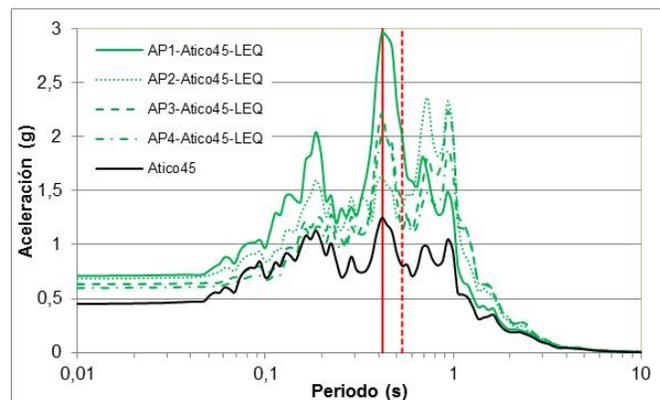
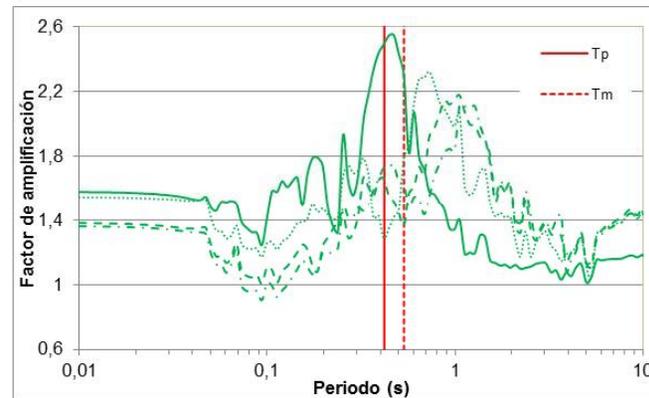
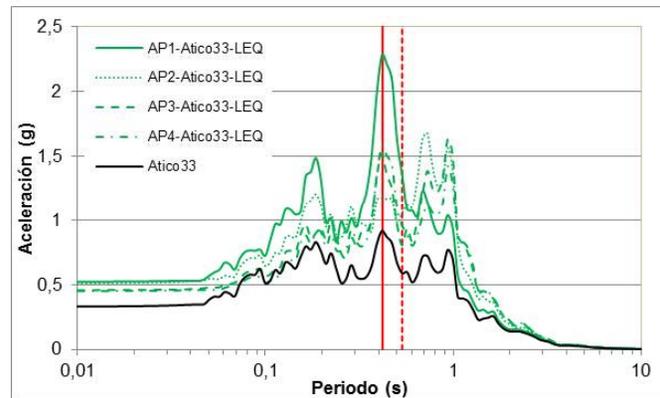
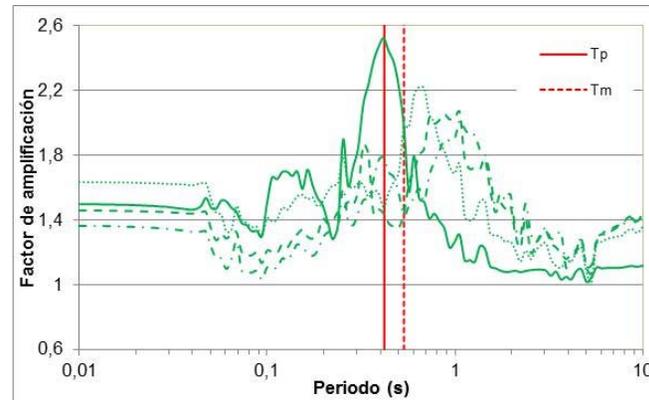
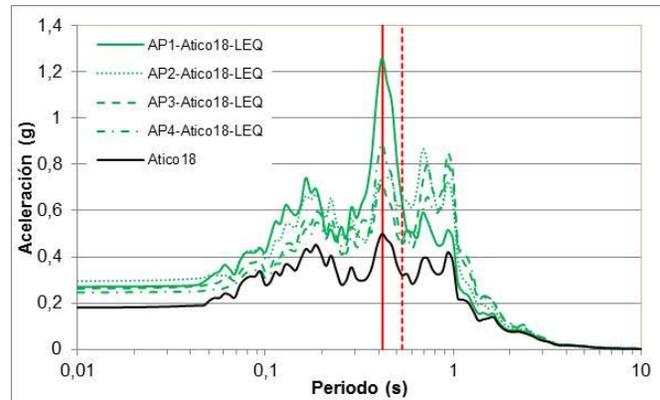
Resultado en material por voladura "A", en la columna 3, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



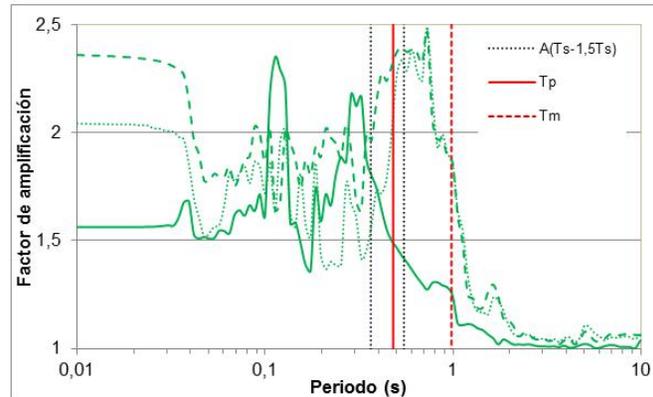
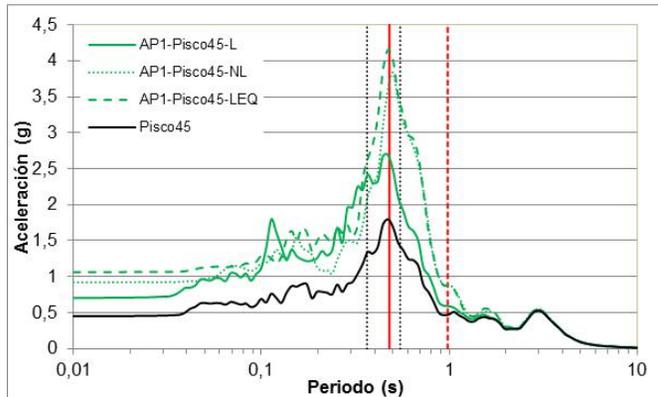
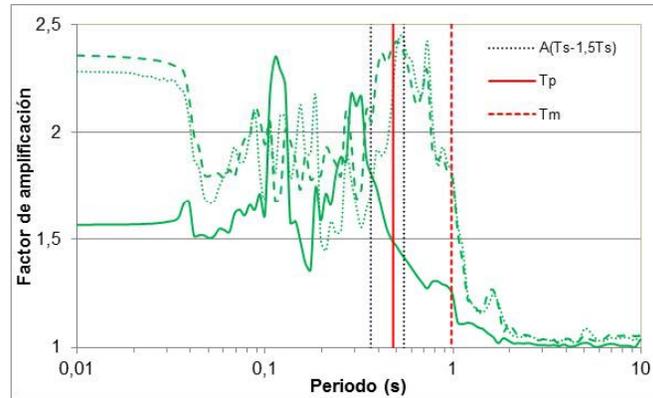
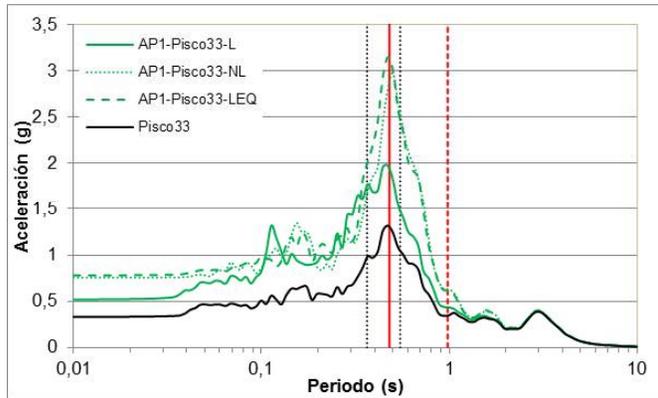
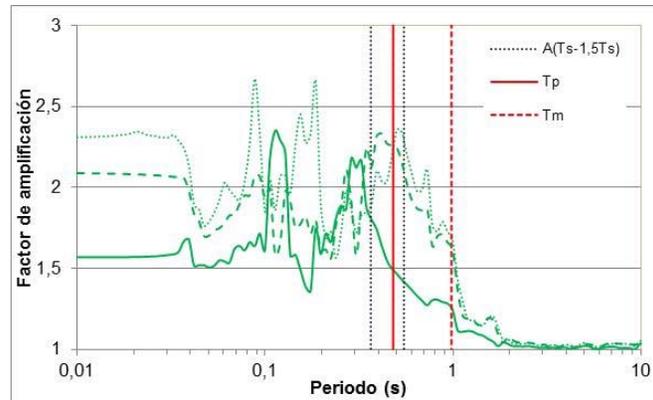
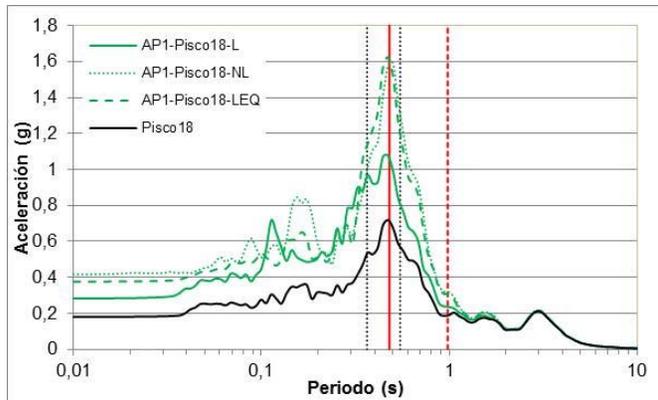
Resultado en material por voladura "A", en la columna 4, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



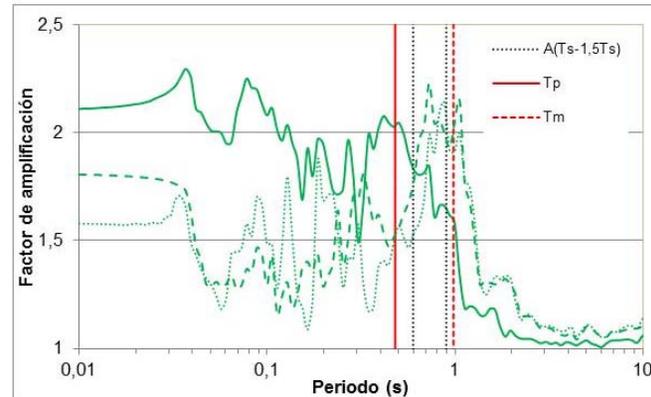
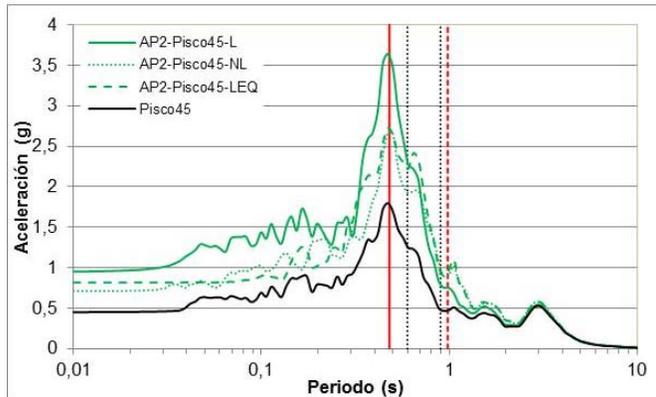
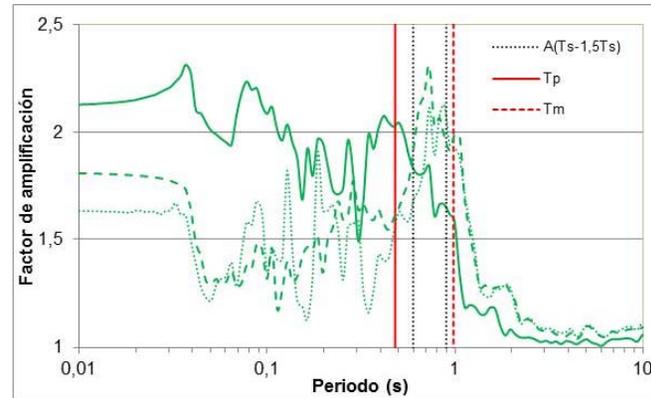
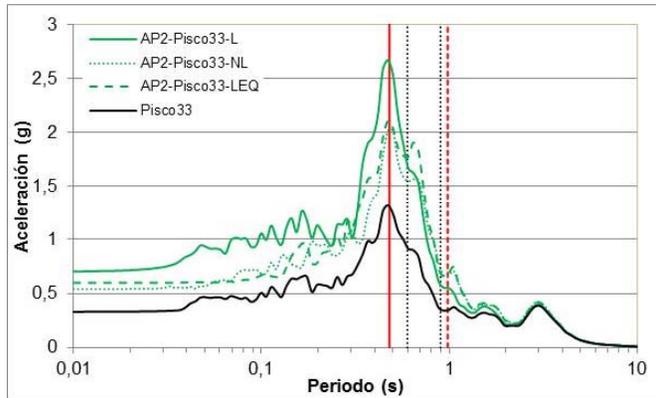
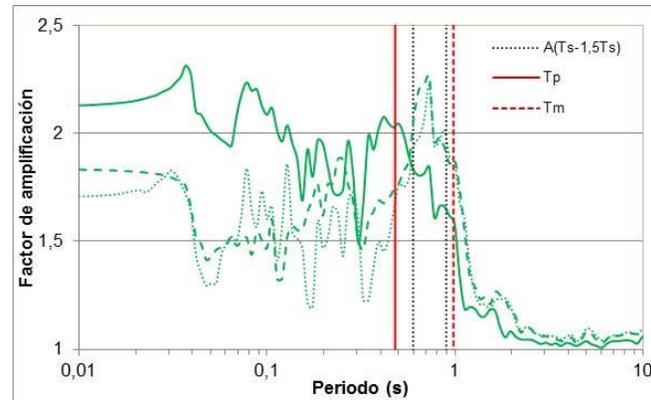
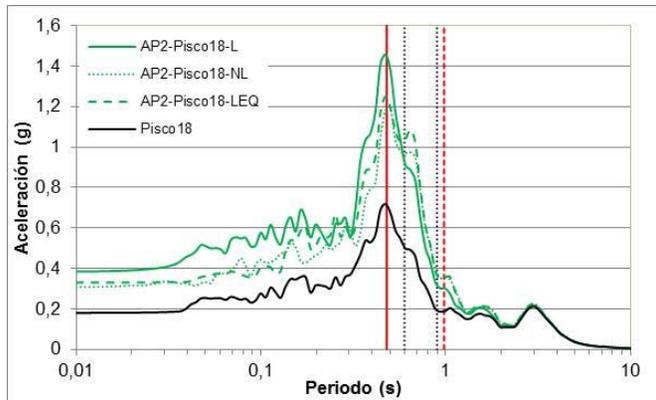
Resultado en material por voladura "A", para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando las columnas 1, 2, 3 y 4.



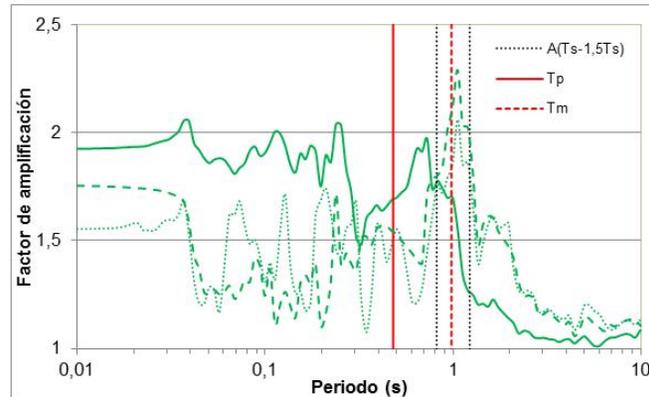
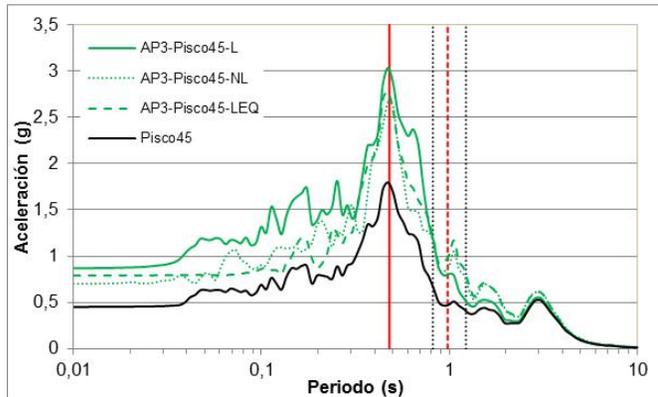
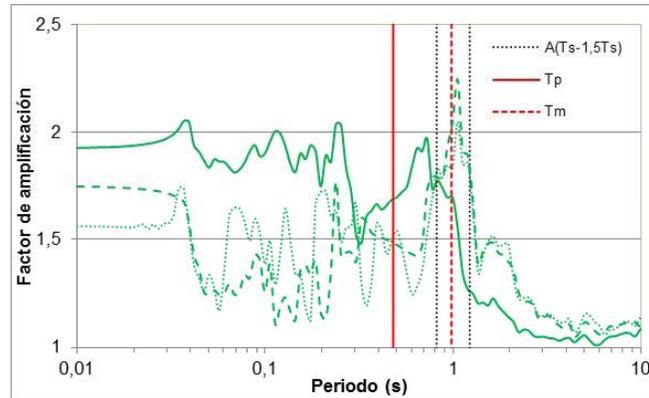
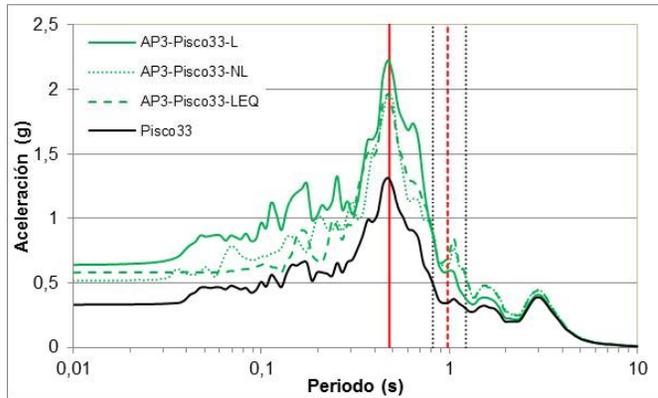
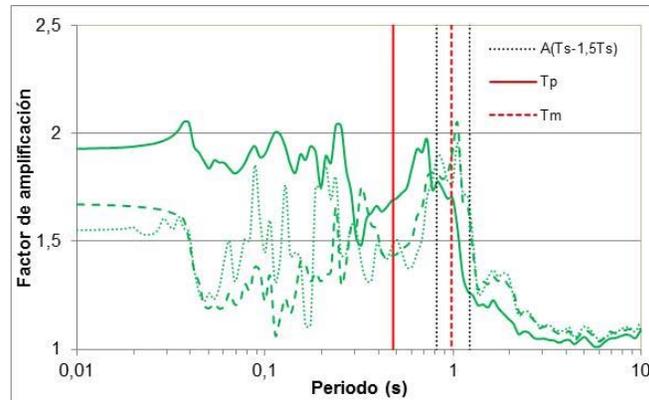
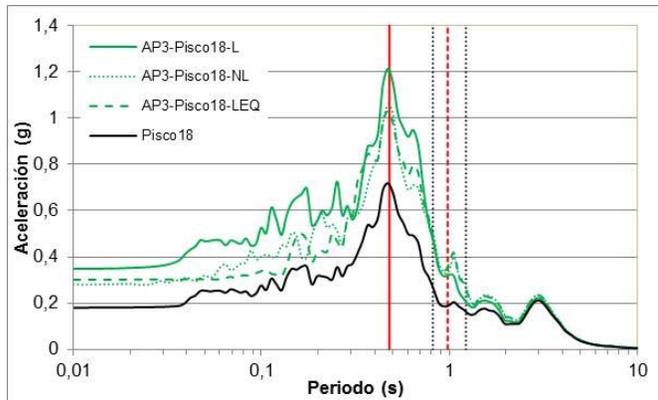
Resultado en material por voladura "A", para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis lineal equivalente, comparando las columnas 1, 2, 3 y 4.



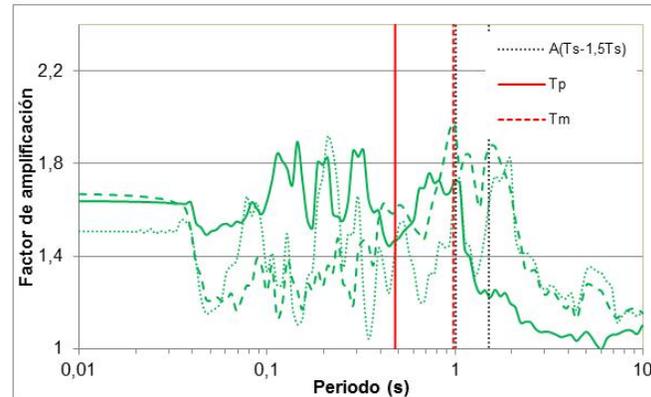
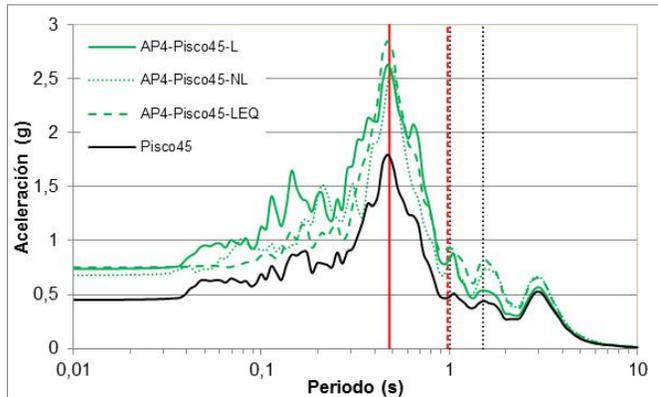
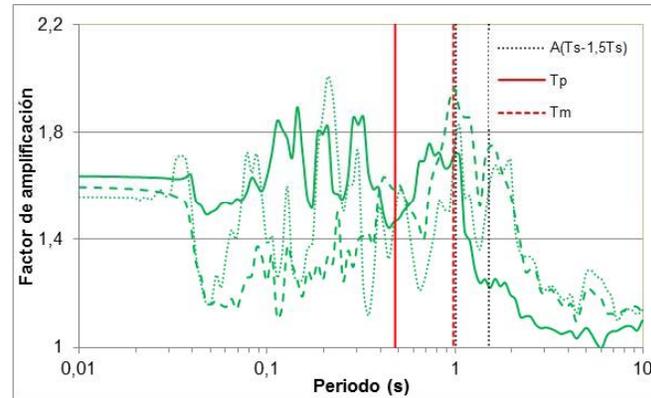
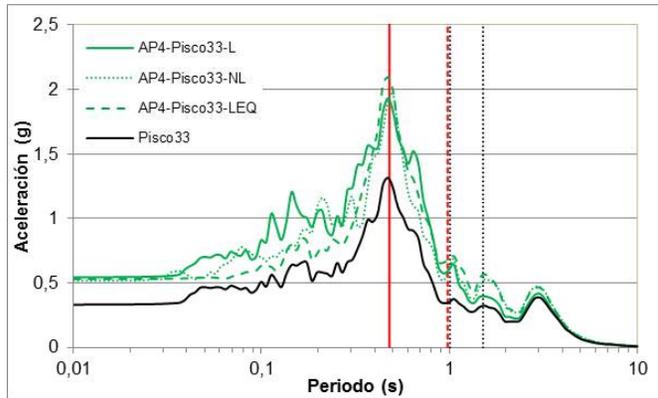
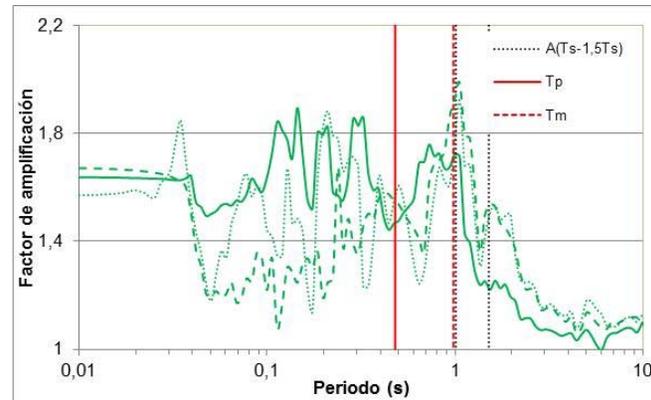
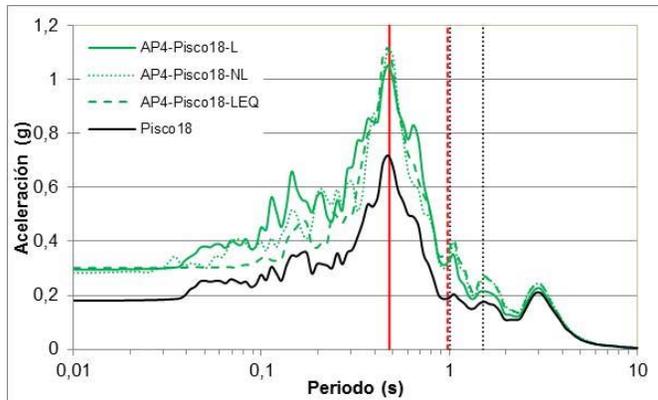
Resultado en material por voladura “A”, en la columna 1, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



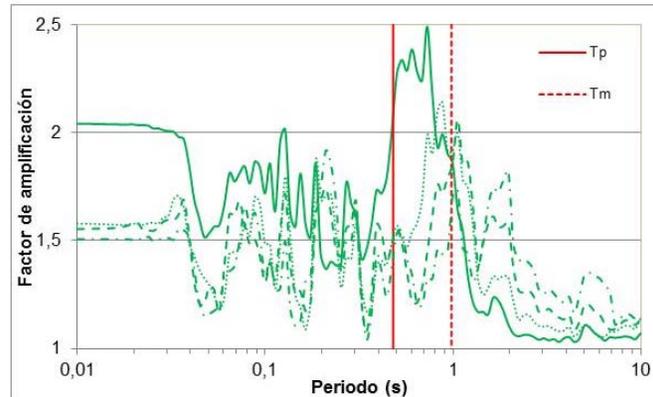
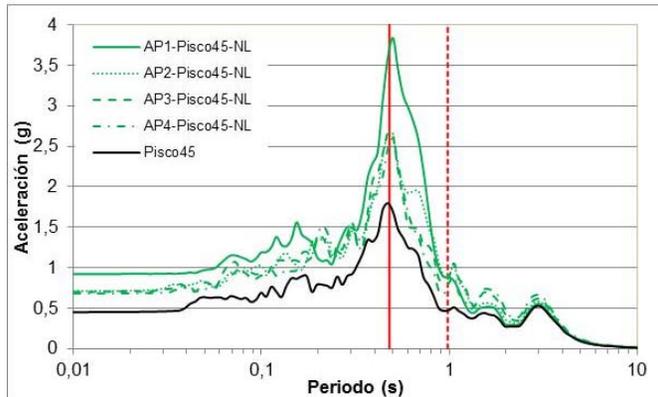
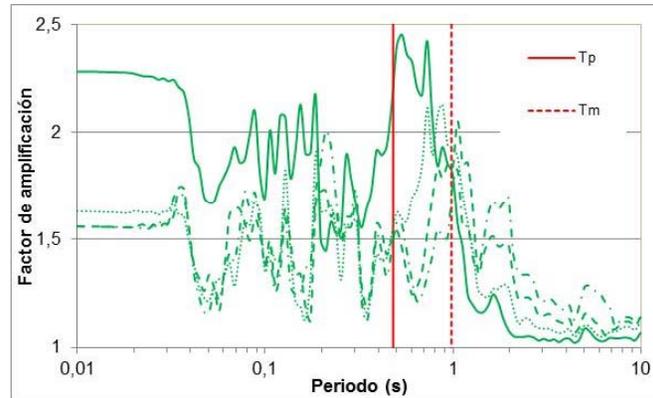
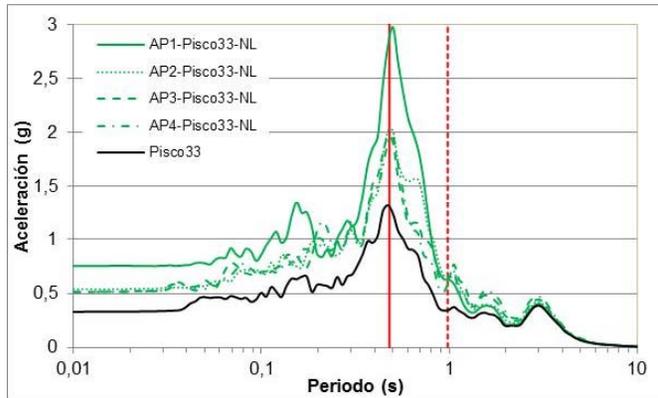
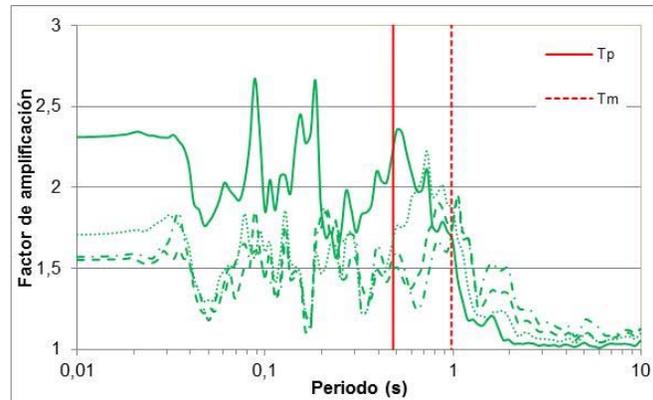
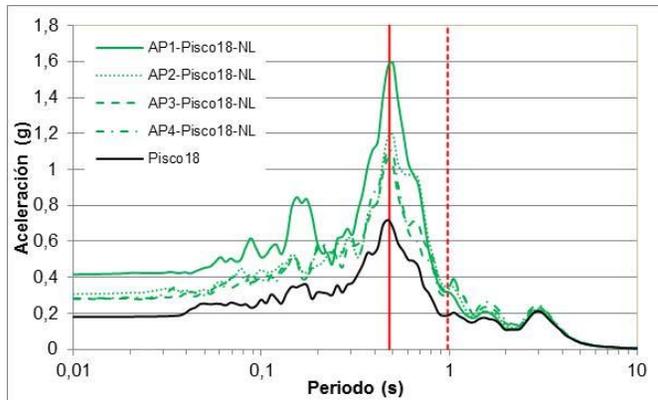
Resultado en material por voladura “A”, en la columna 2, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



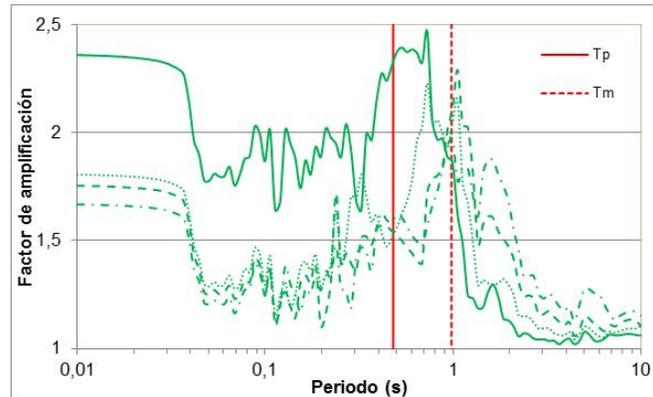
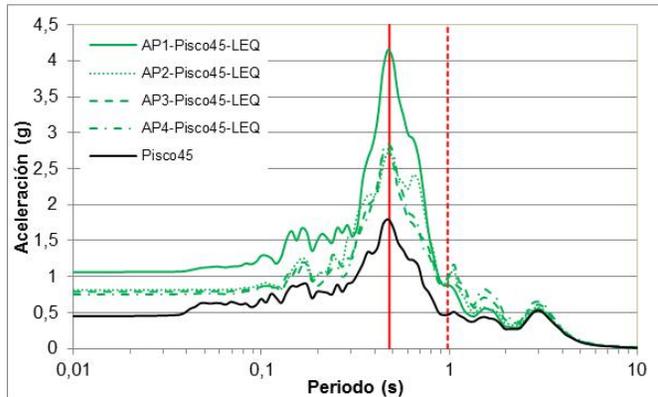
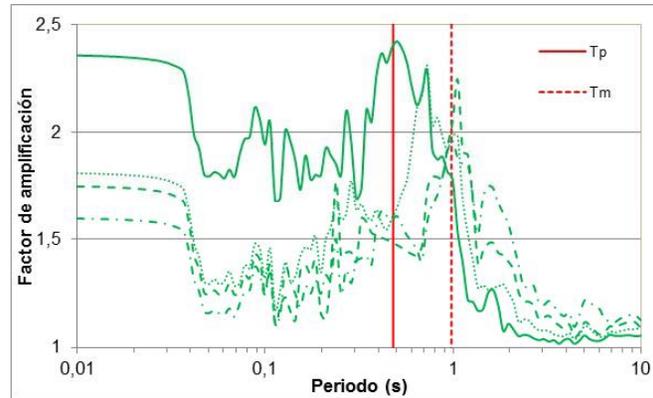
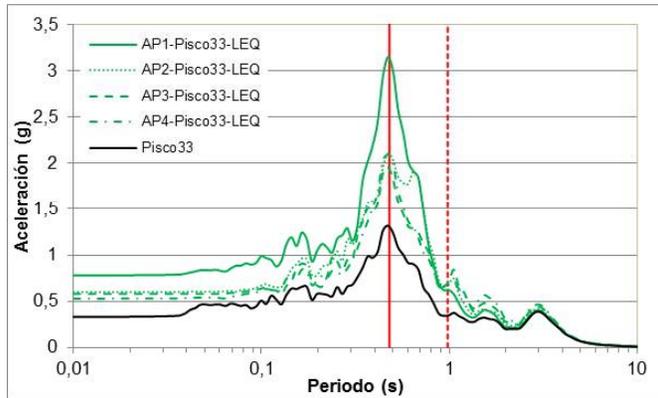
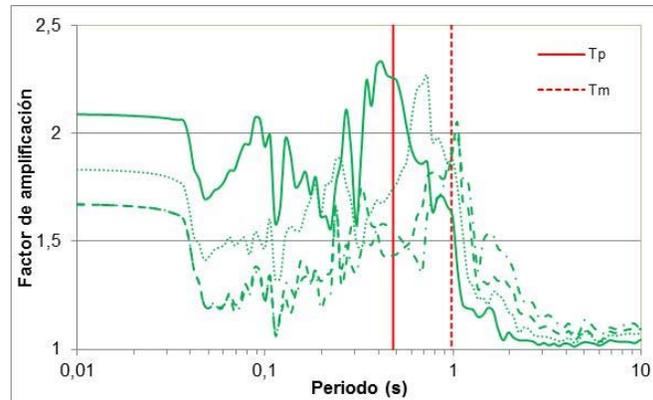
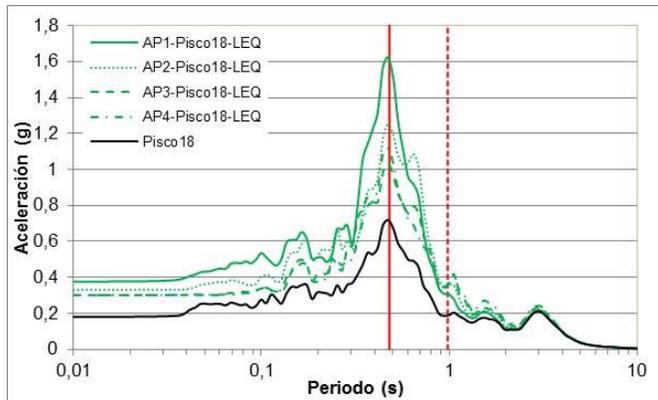
Resultado en material por voladura "A", en la columna 3, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



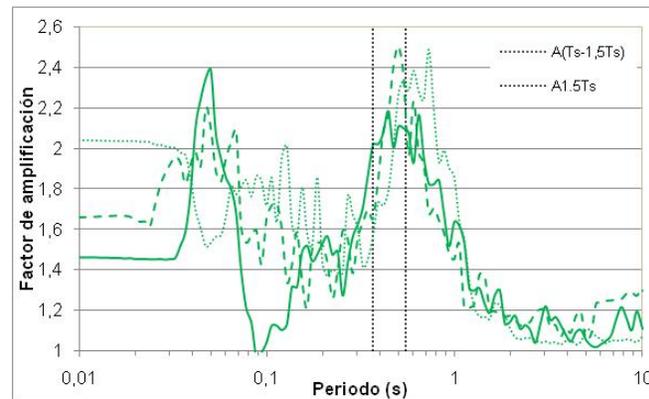
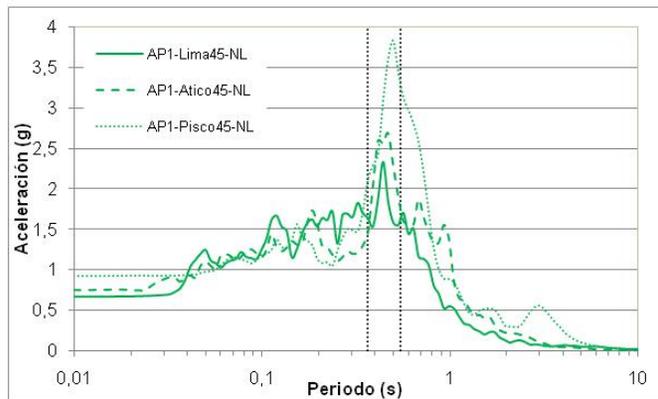
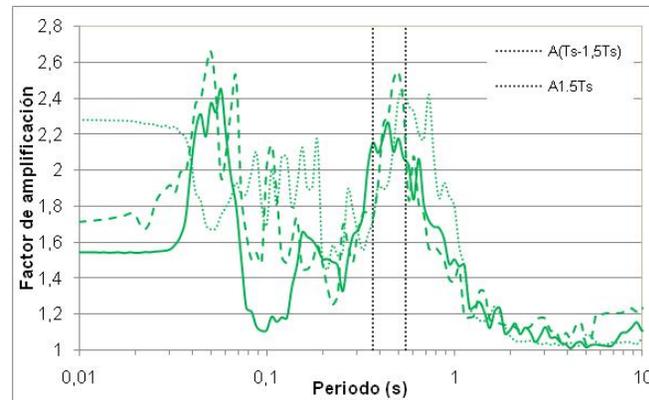
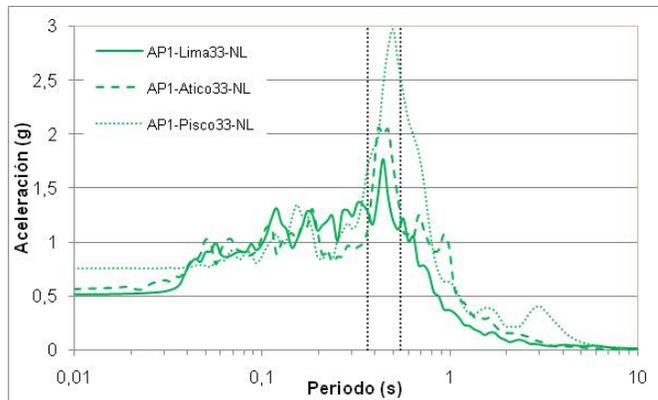
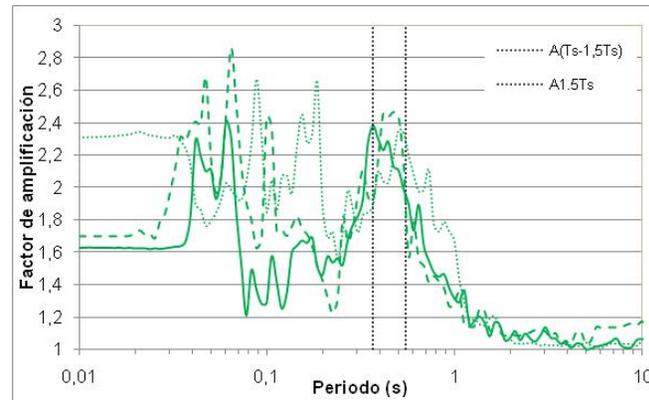
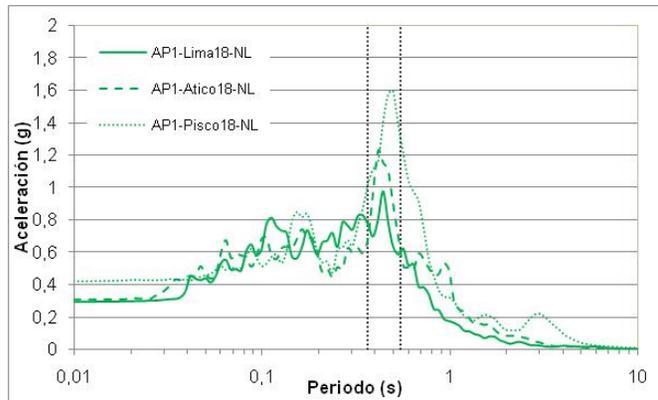
Resultado en material por voladura "A", en la columna 4, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



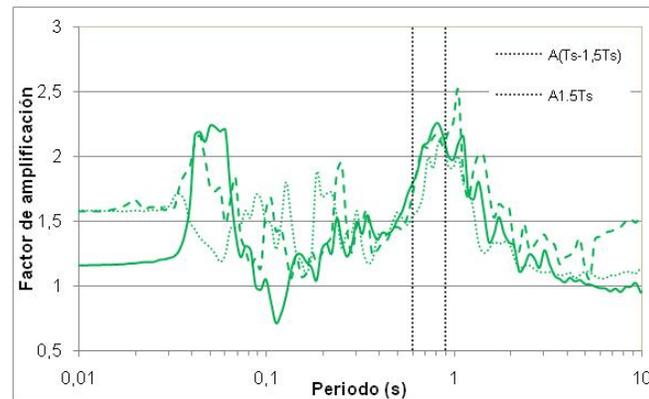
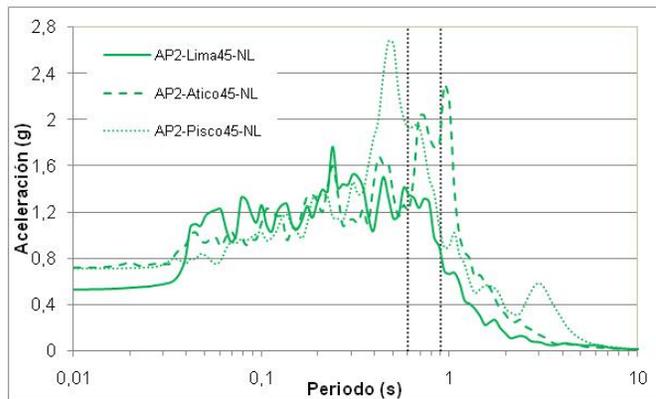
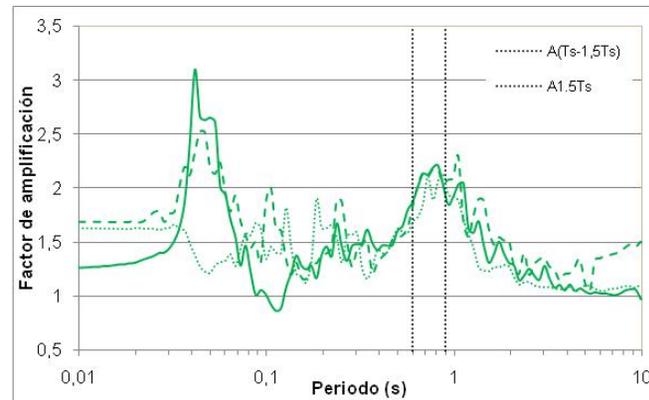
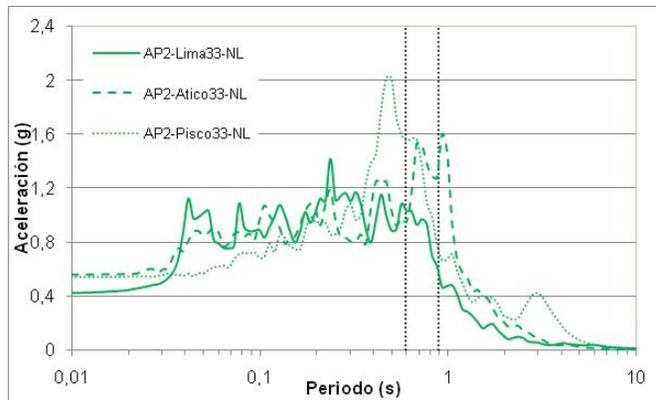
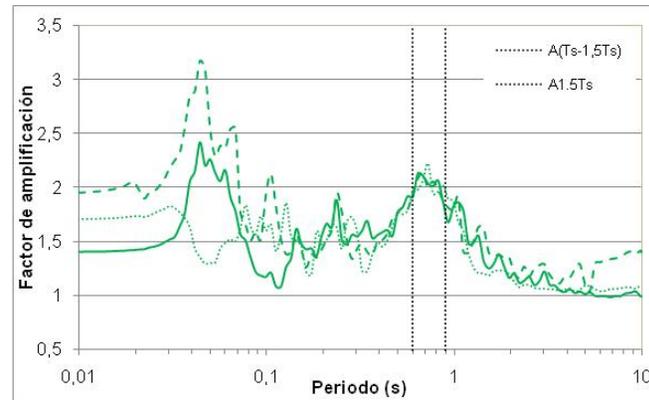
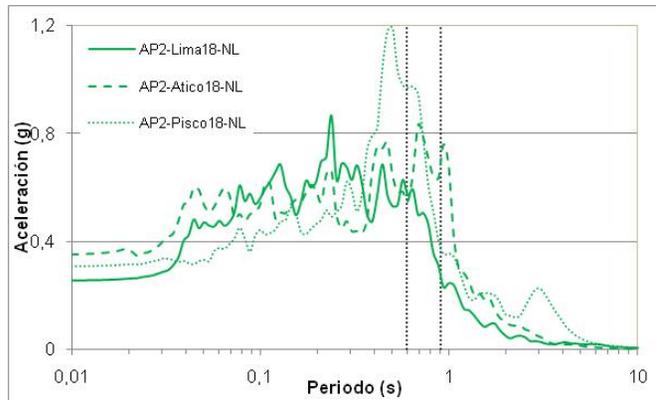
Resultado en material por voladura "A", para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando las columnas 1, 2, 3 y 4.



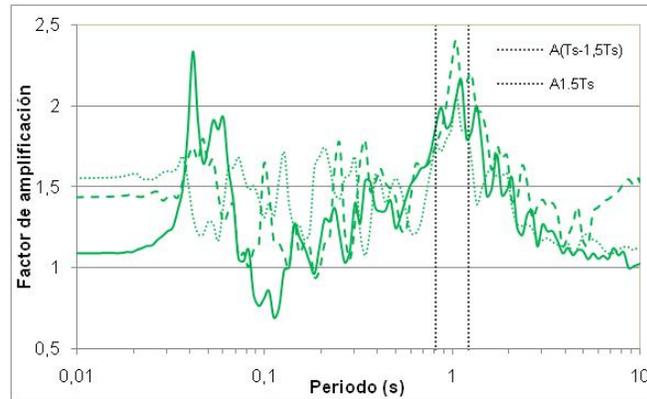
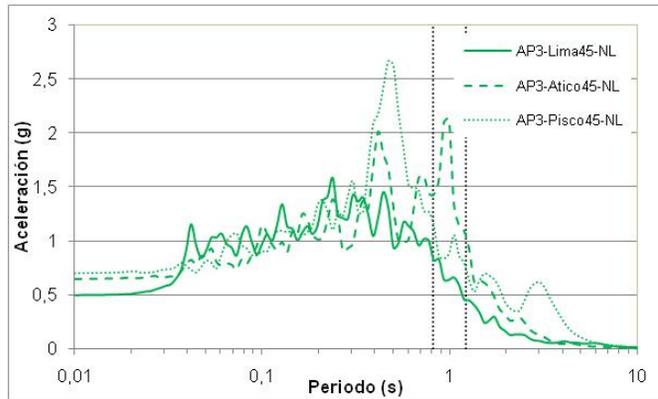
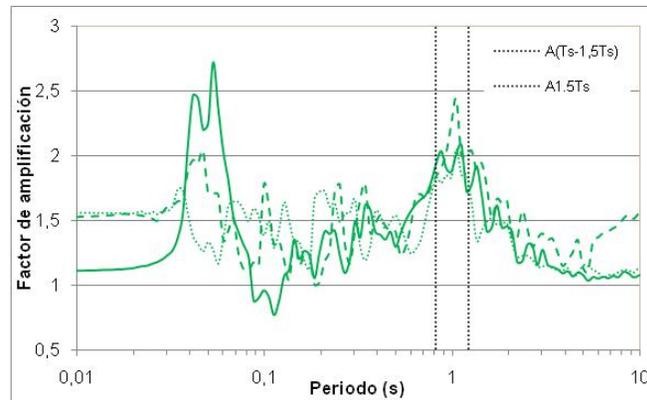
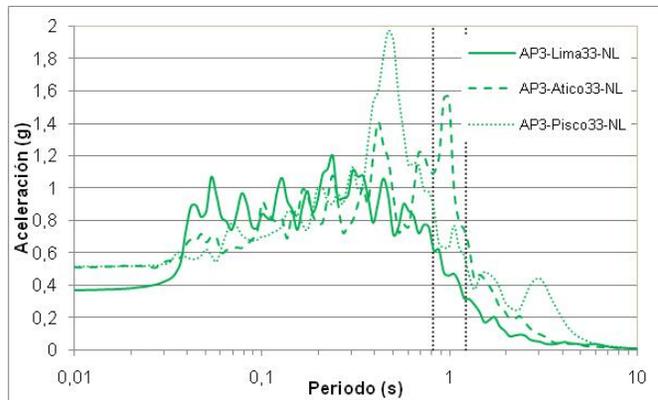
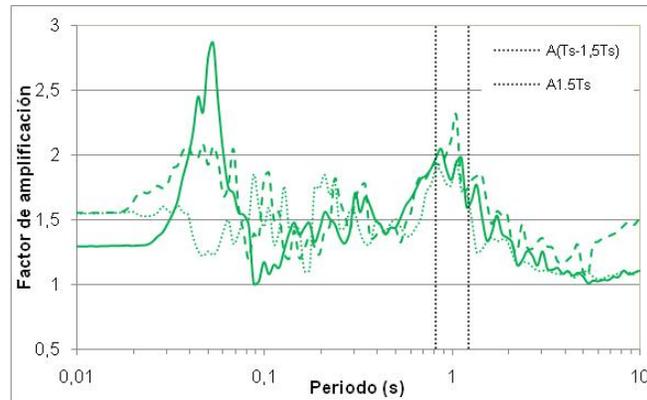
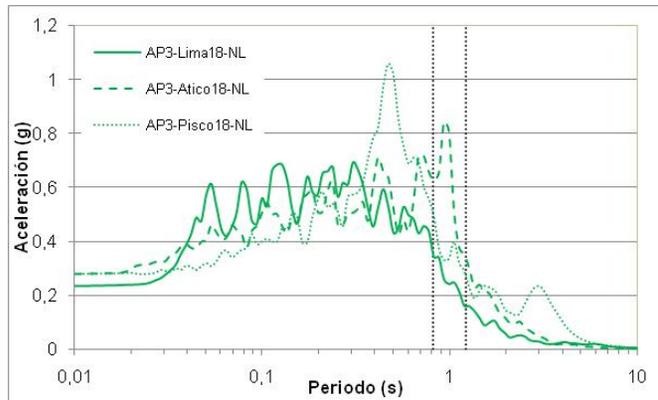
Resultado en material por voladura "A", para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis lineal equivalente, comparando las columnas 1, 2, 3 y 4.



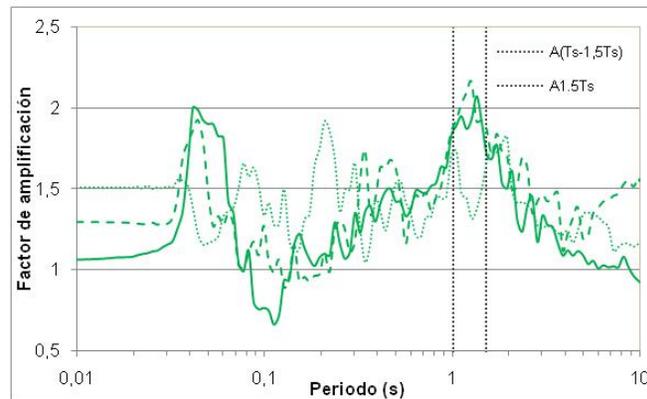
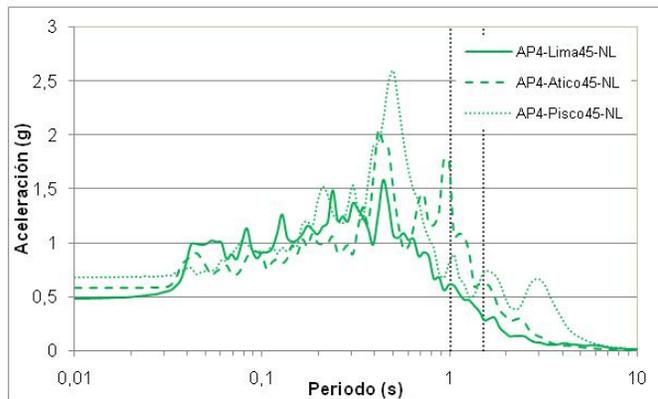
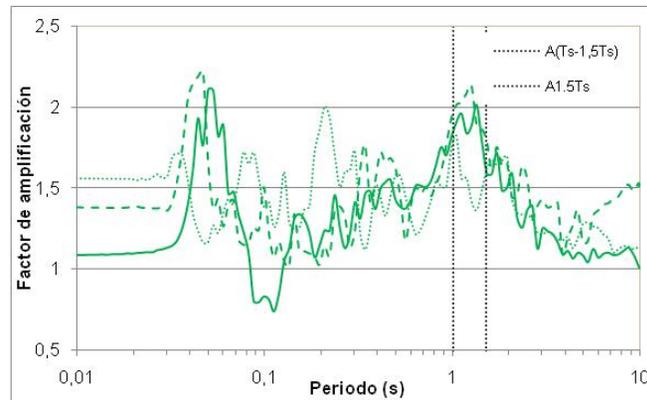
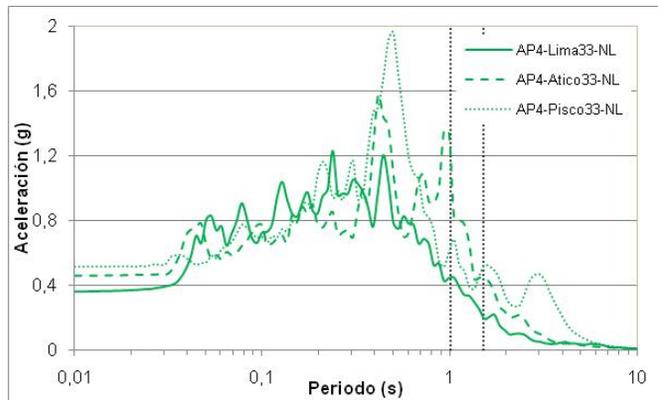
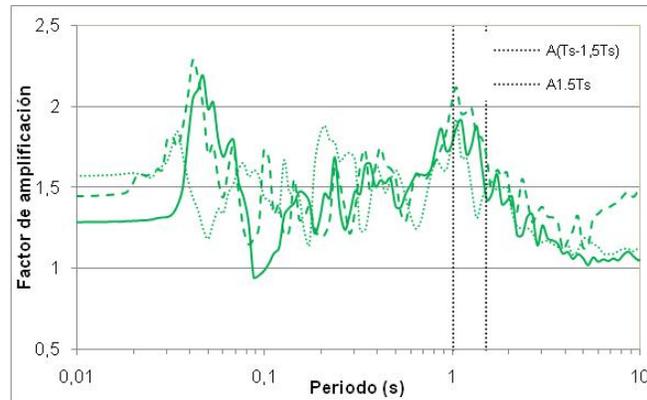
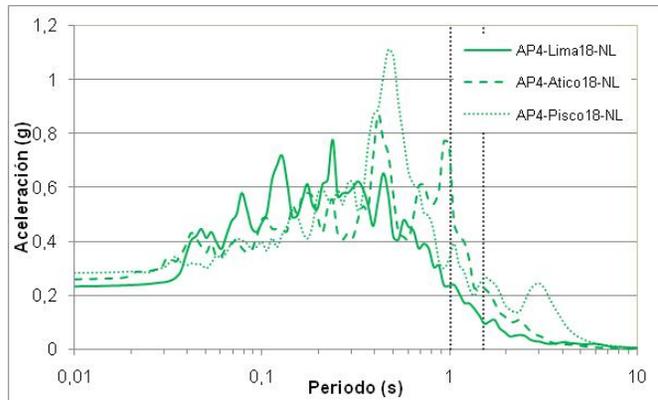
Resultado en material por voladura "A", en la columna 1, comparando los sismos de Lima, Atico y Pisco, escalados linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal.



Resultado en material por voladura “A”, en la columna 2, comparando los sismos de Lima, Atico y Pisco, escalados linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal.

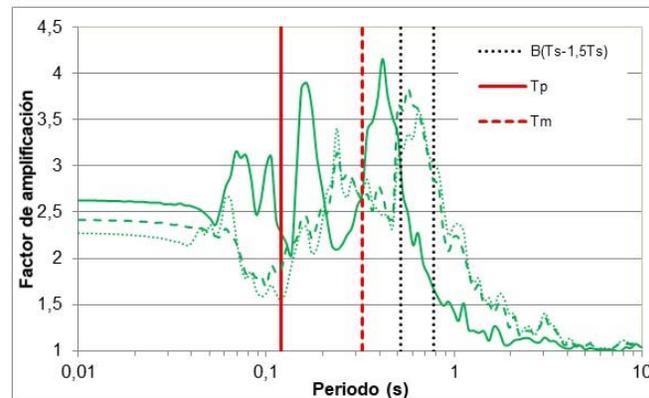
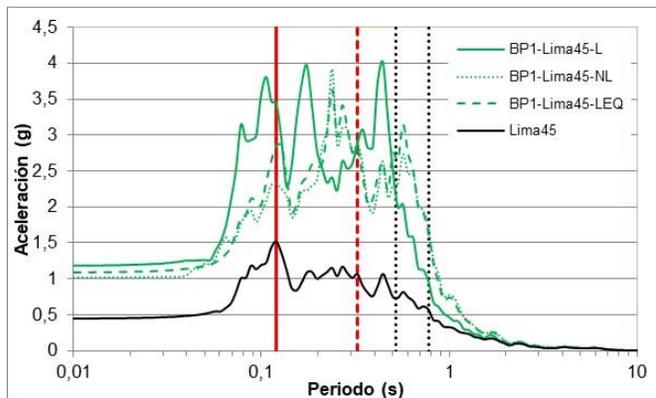
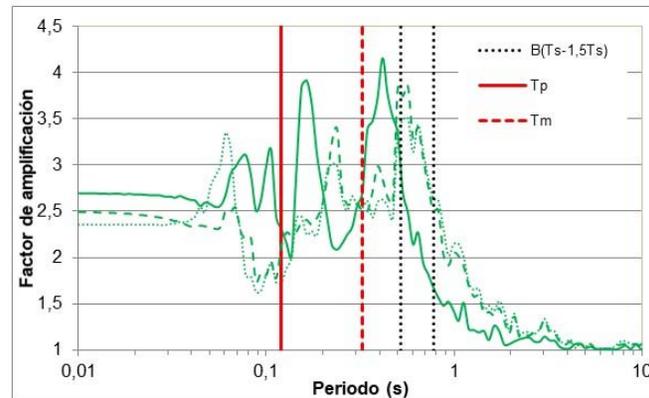
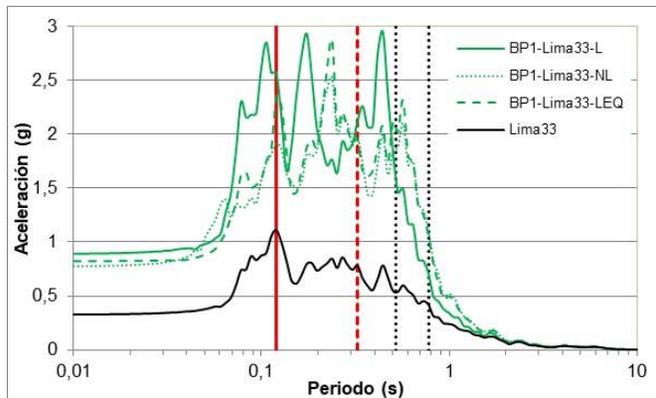
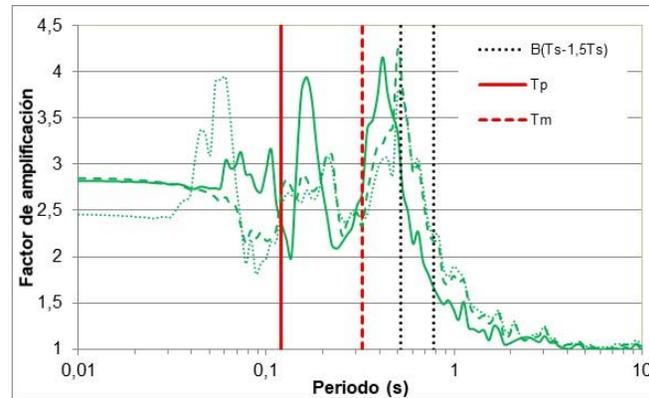
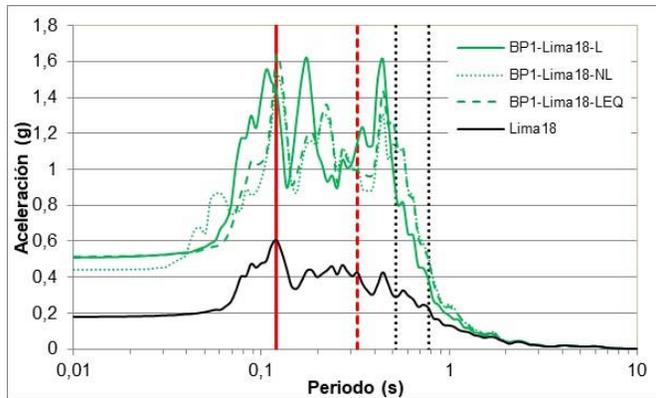


Resultado en material por voladura “A”, en la columna 3, comparando los sismos de Lima, Atico y Pisco, escalados linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal.

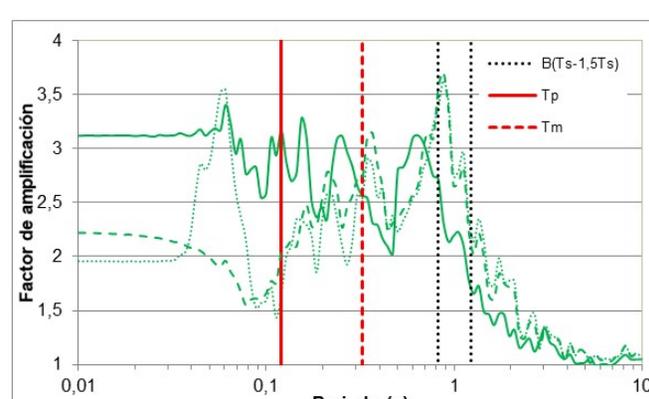
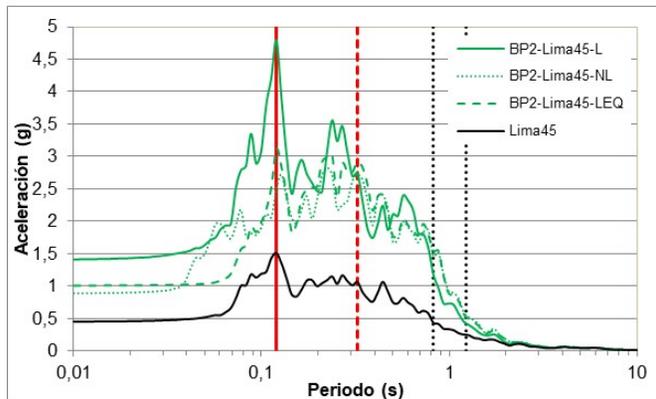
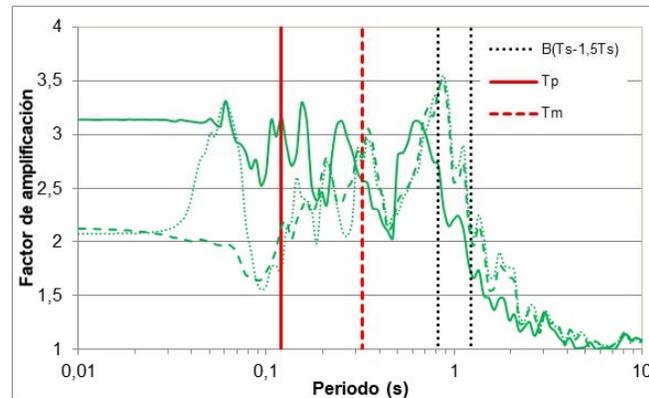
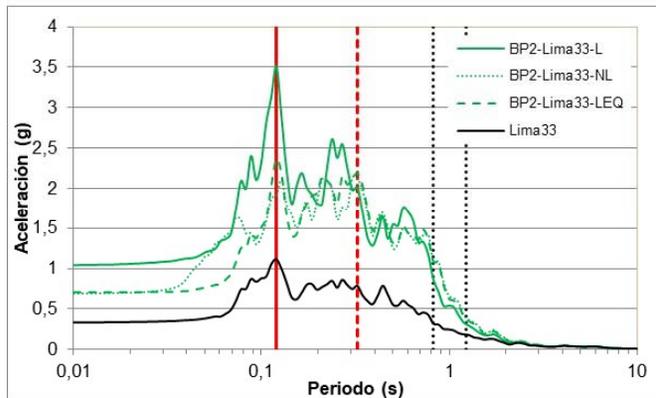
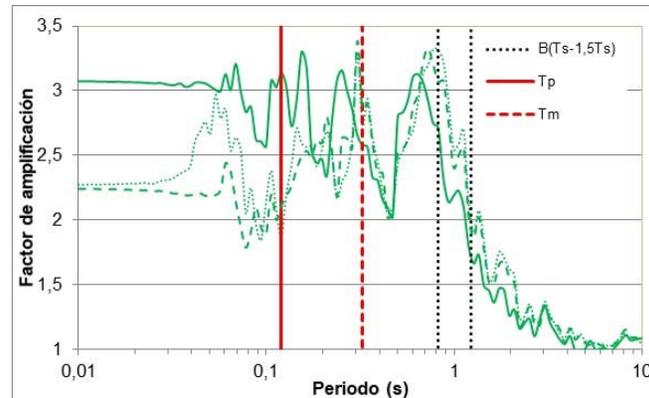
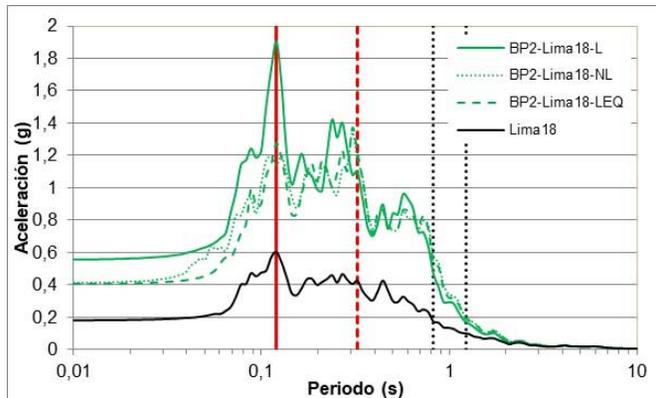


Resultado en material por voladura "A", en la columna 4, comparando los sismos de Lima, Atico y Pisco, escalados linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal.

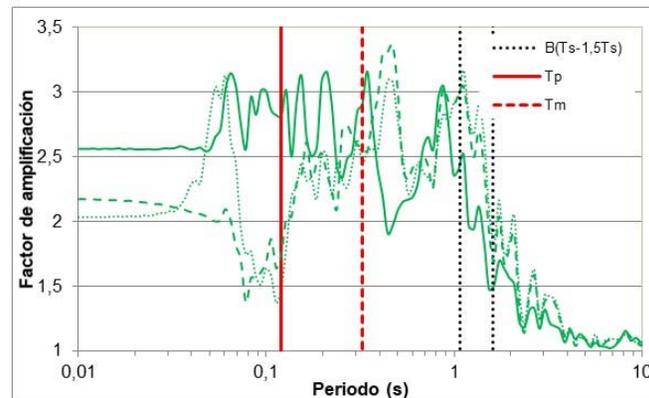
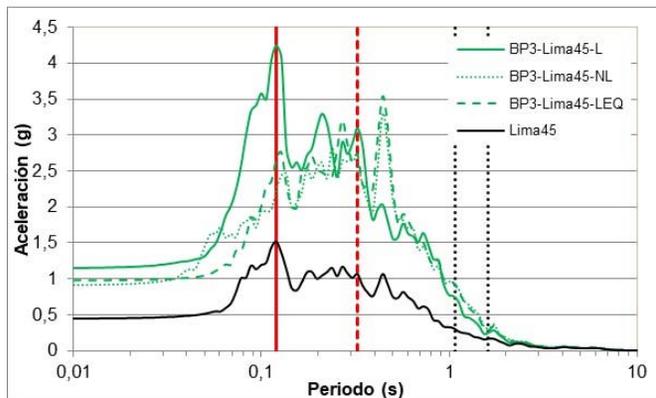
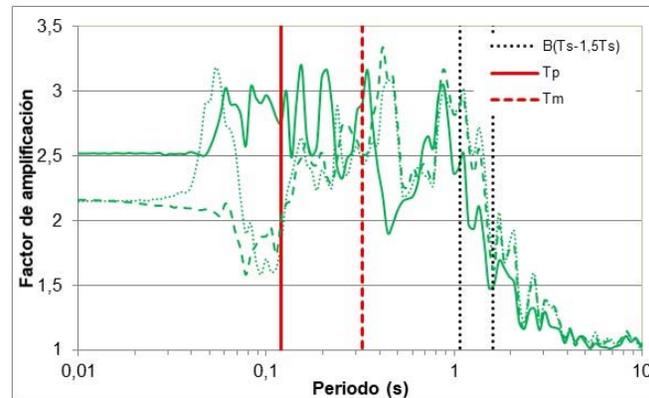
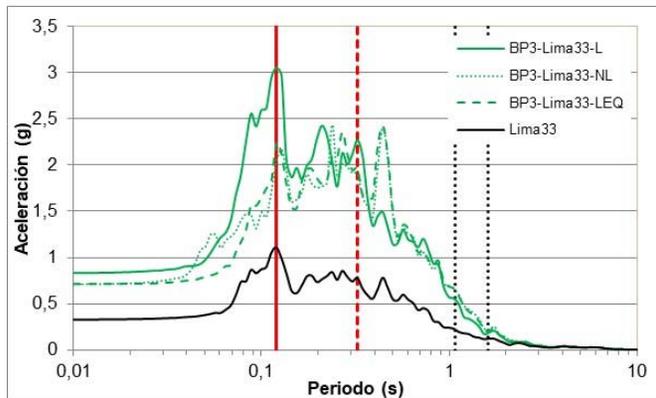
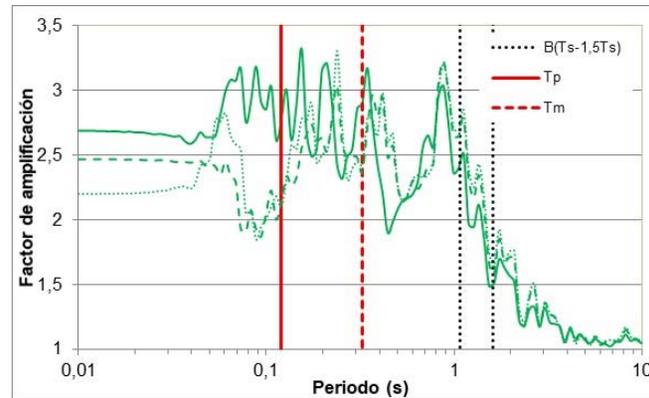
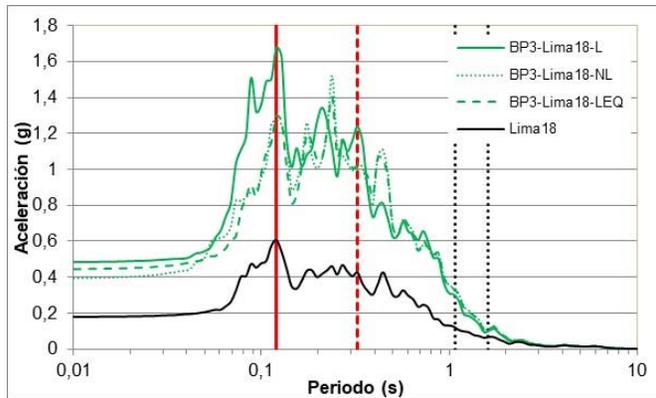
## **RESULTADOS OBTENIDOS EN EL MATERIAL “B” – MATERIAL CHANCADO**



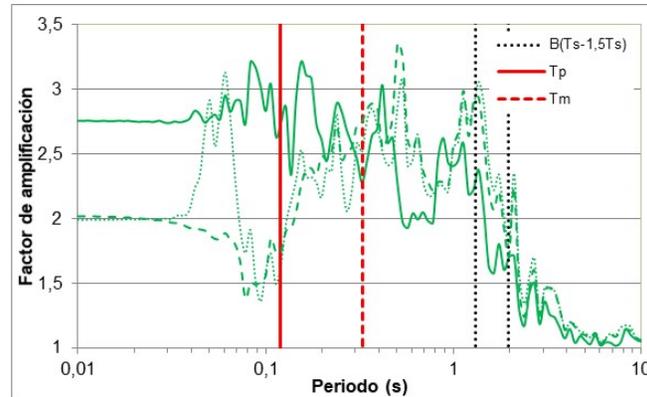
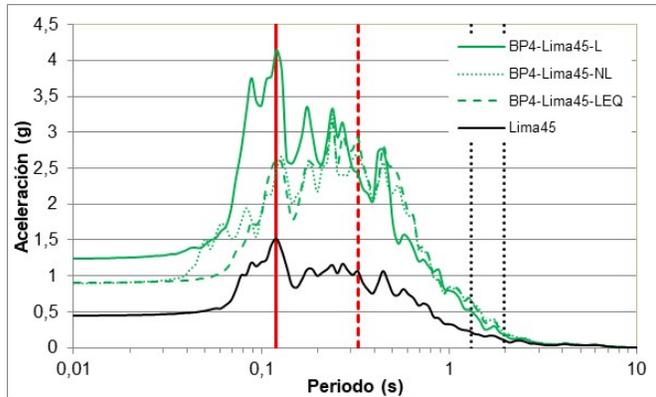
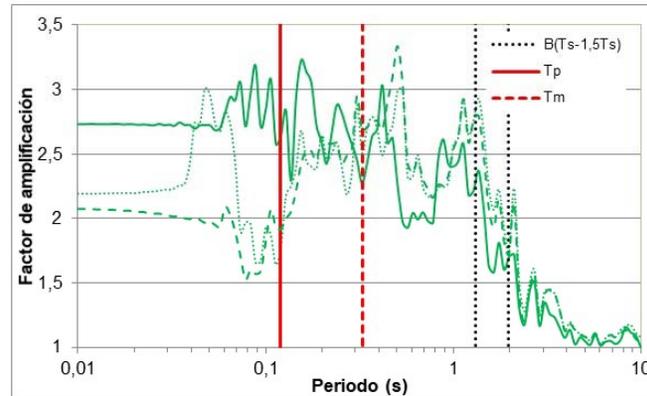
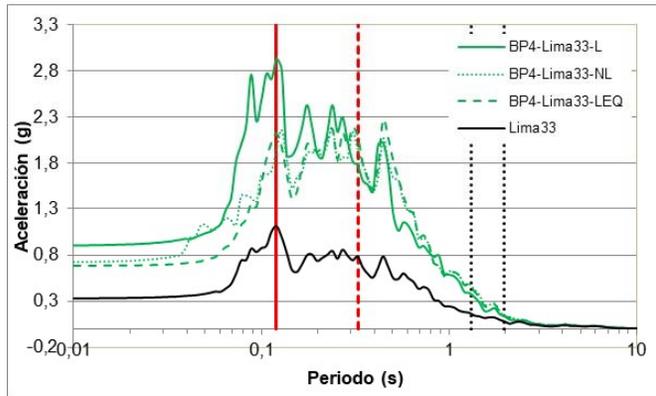
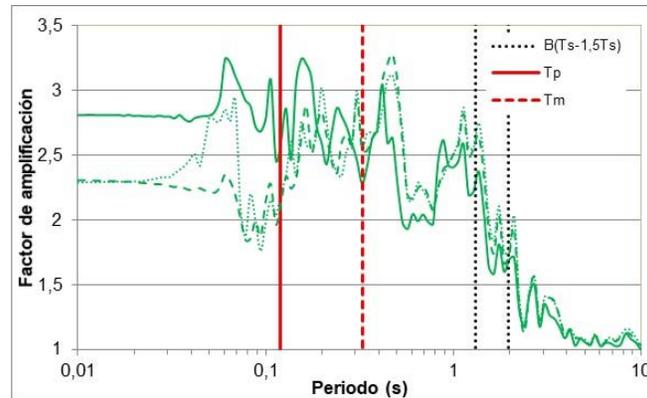
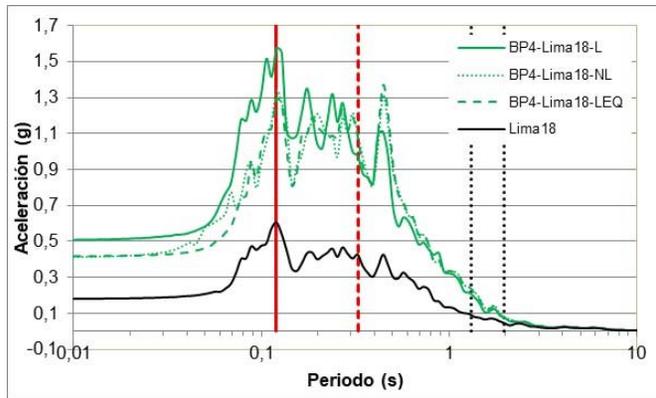
Resultado en material chancado “B”, en la columna 1, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



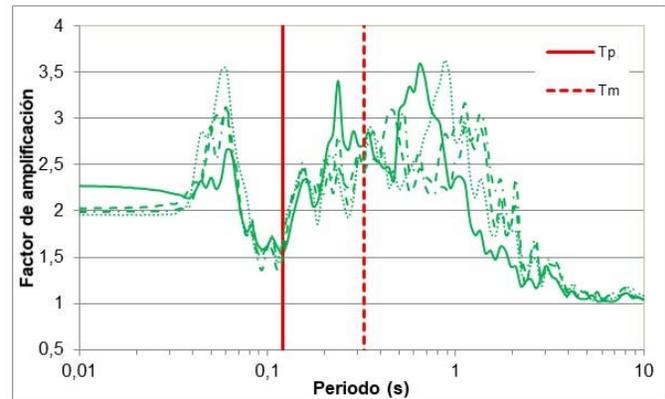
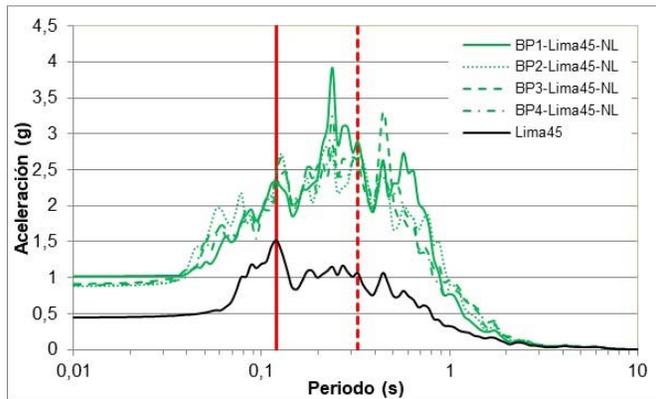
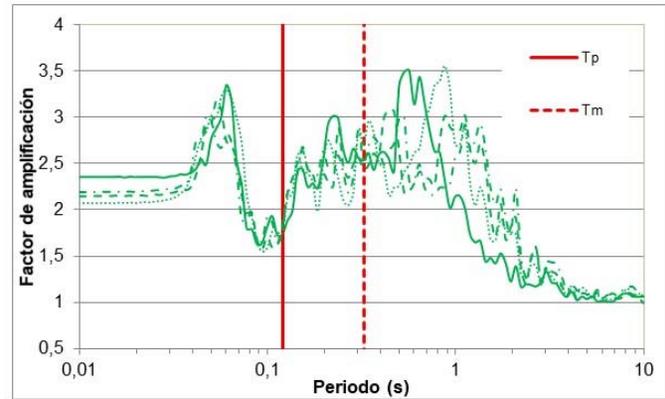
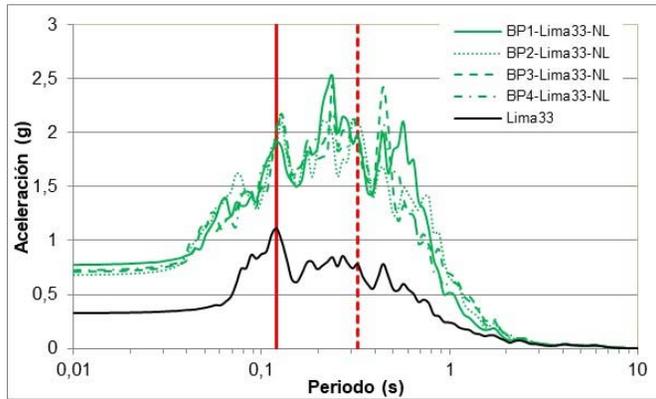
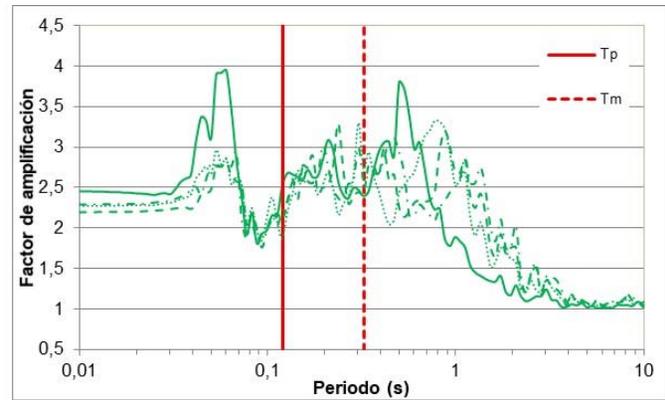
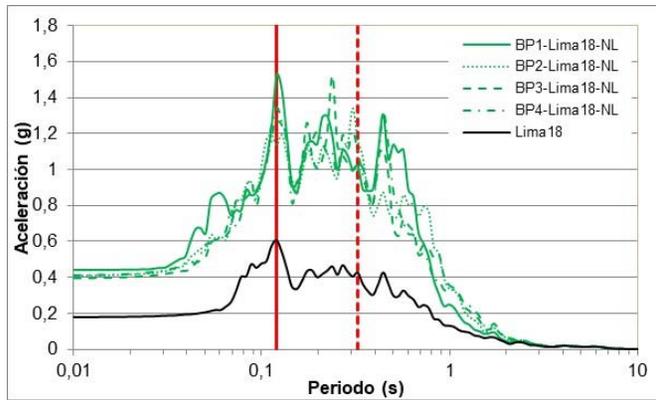
Resultado en material chancado “B”, en la columna 2, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



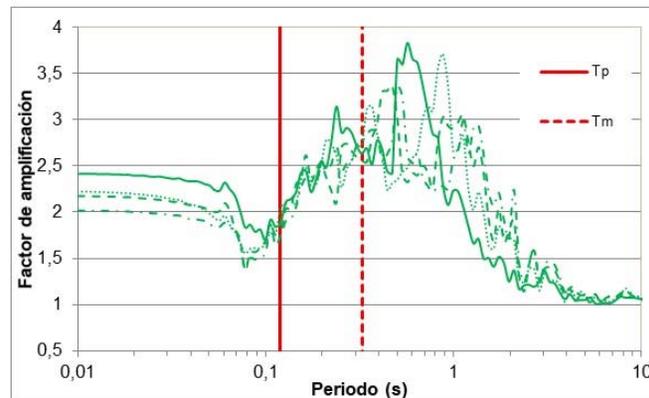
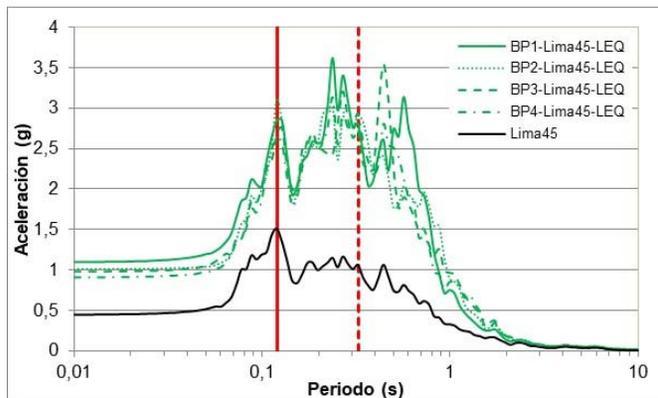
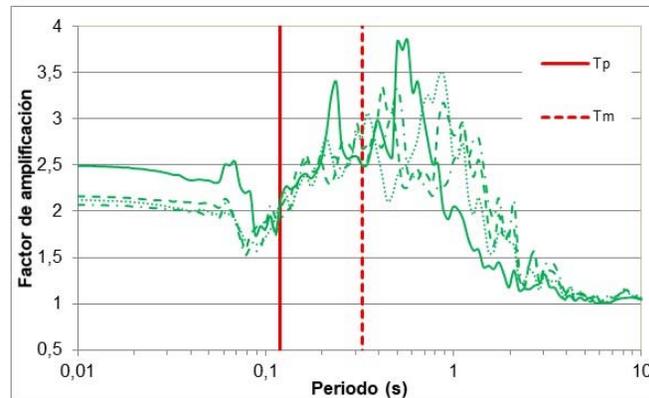
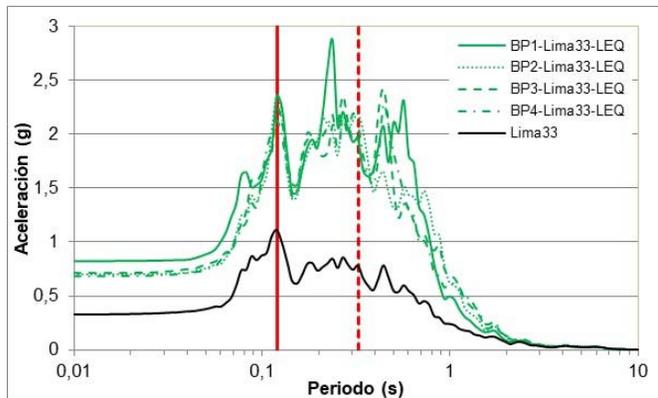
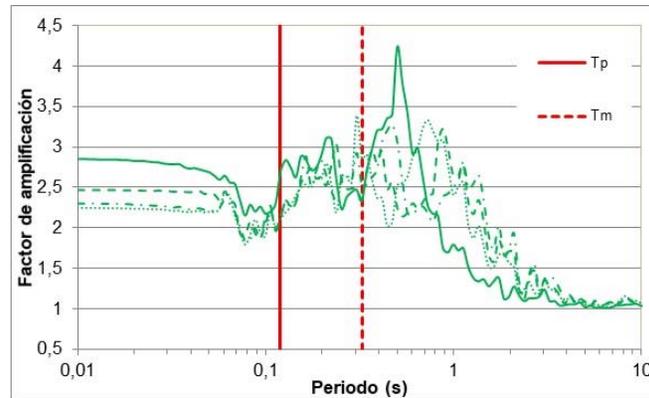
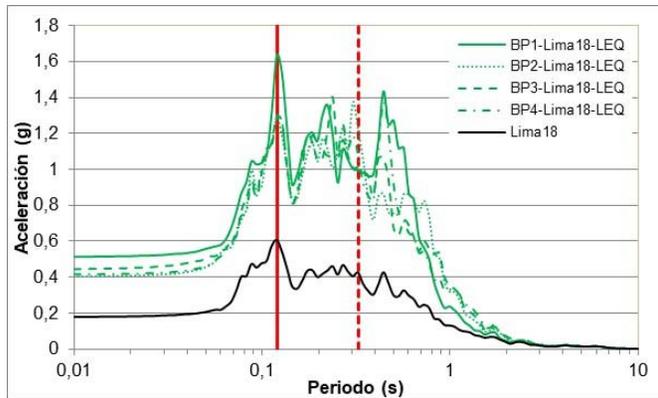
Resultado en material chancado “B”, en la columna 3, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



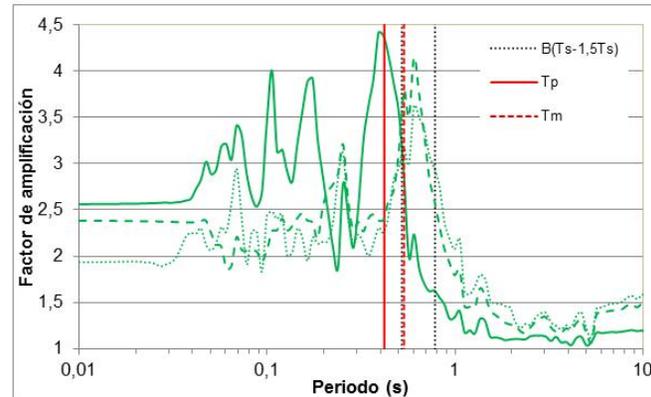
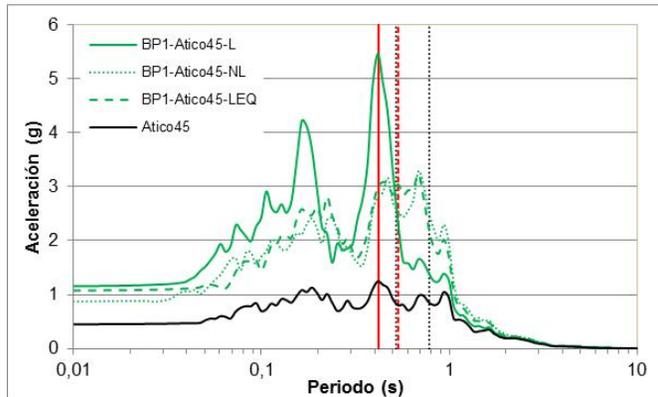
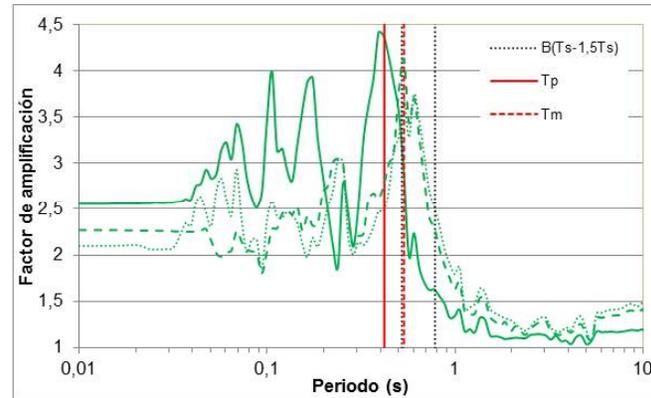
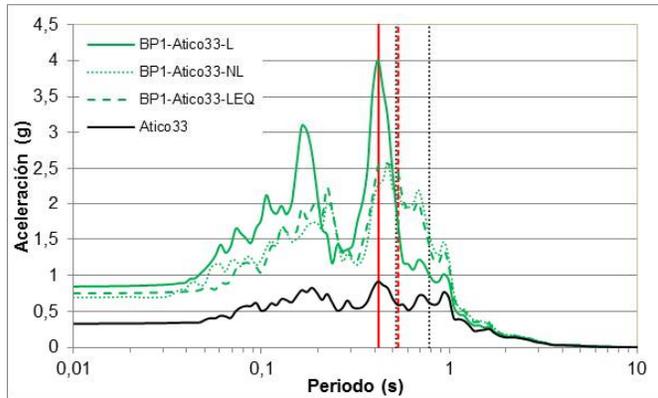
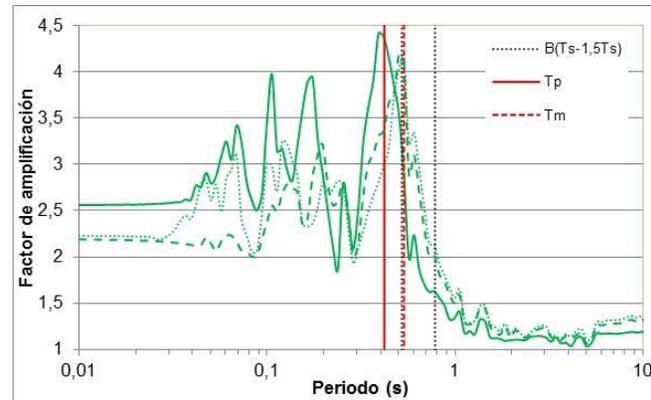
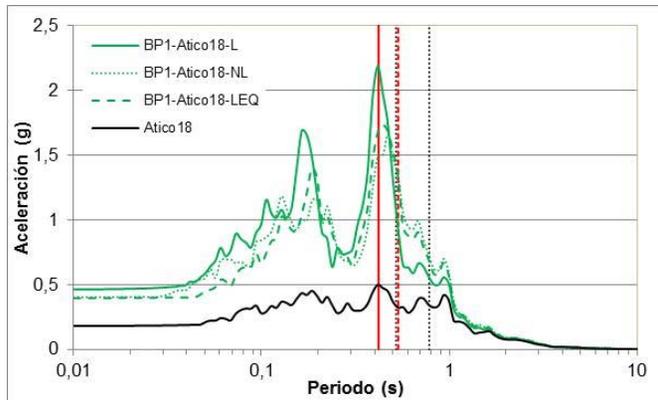
Resultado en material chancado “B”, en la columna 4, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



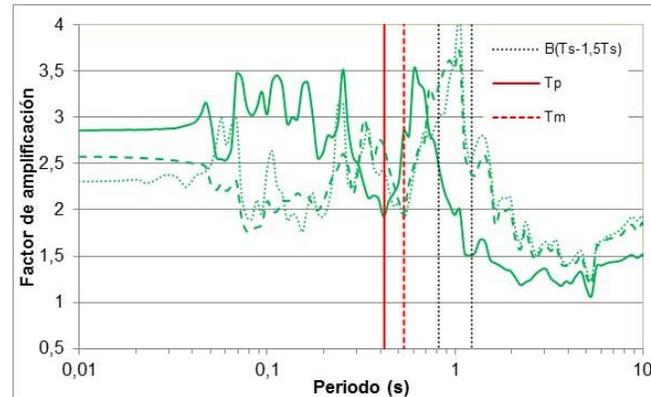
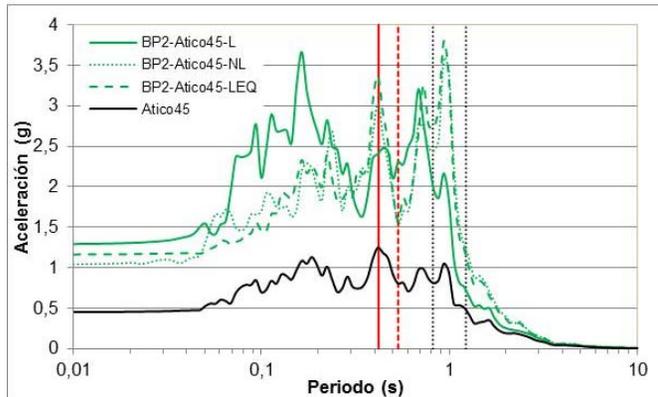
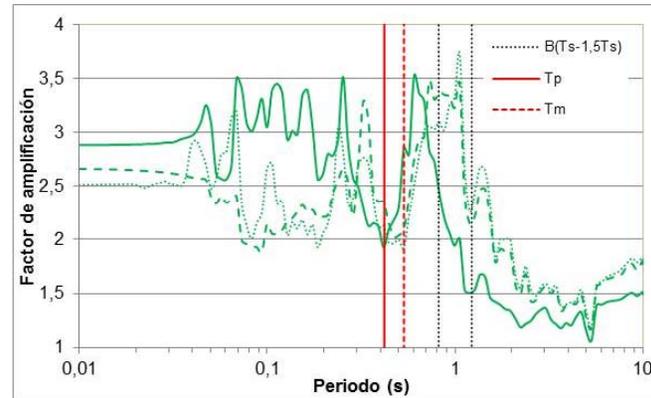
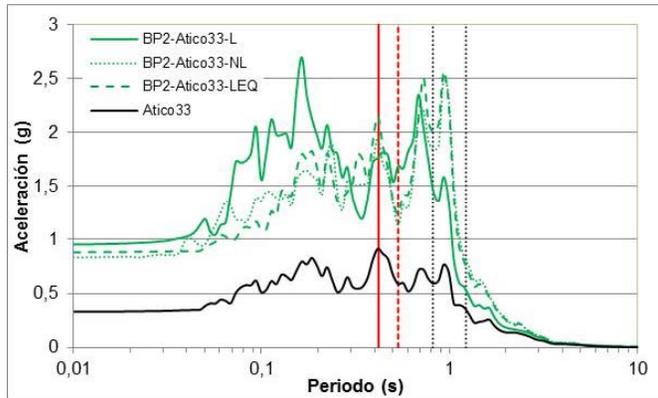
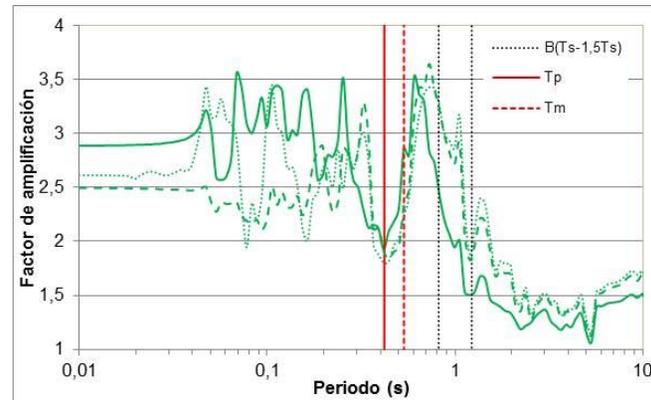
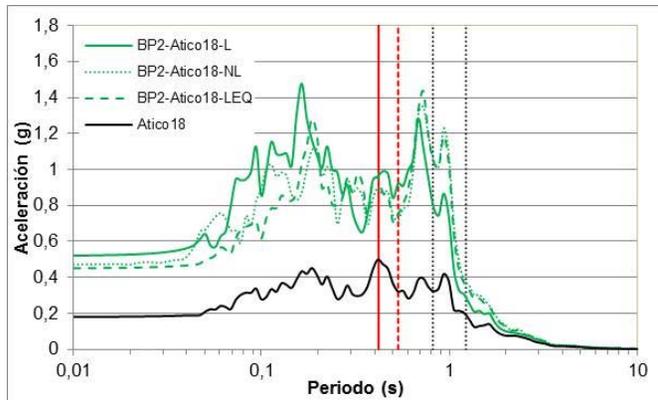
Resultado en material chancado “B”, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando las columnas 1, 2, 3 y 4.



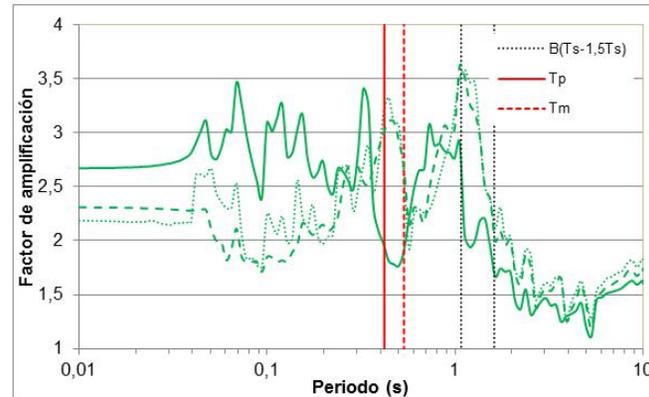
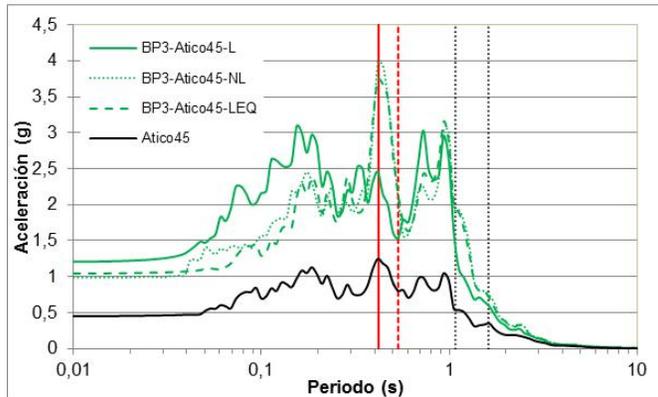
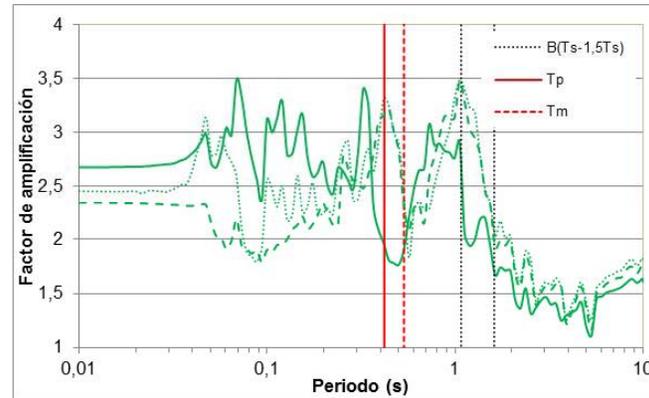
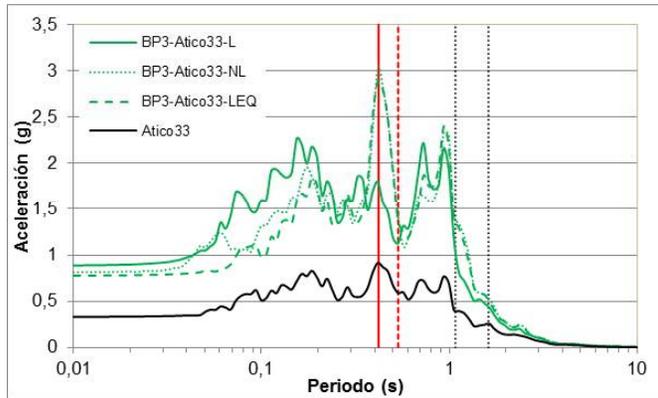
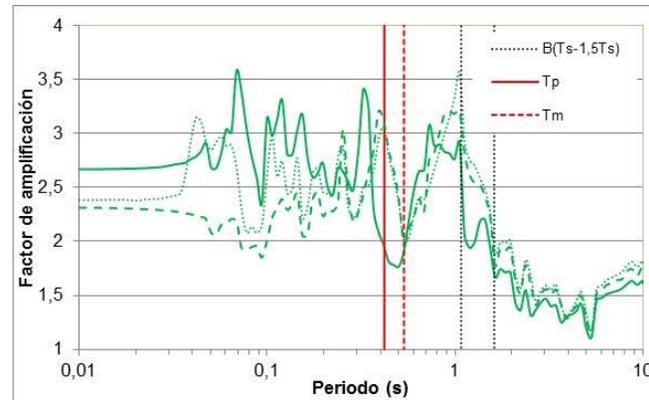
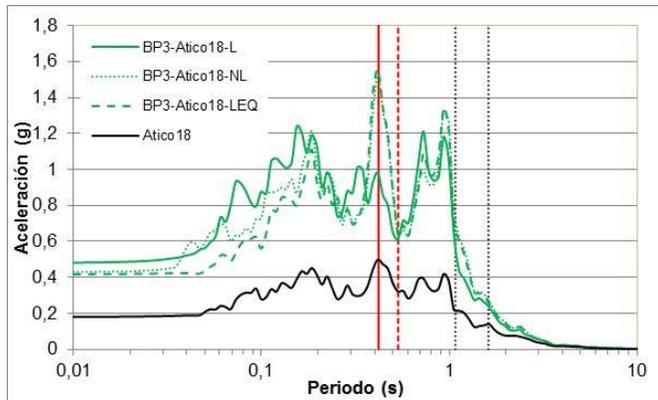
Resultado en material chancado “B”, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis lineal equivalente, comparando las columnas 1, 2, 3 y 4.



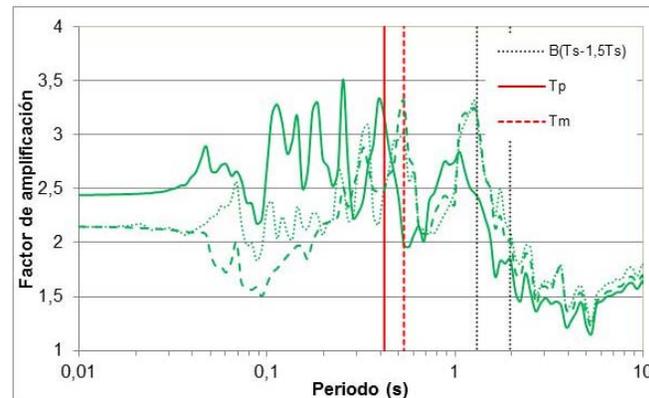
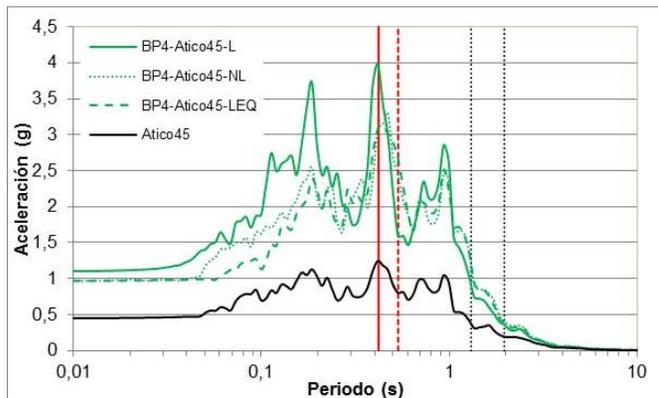
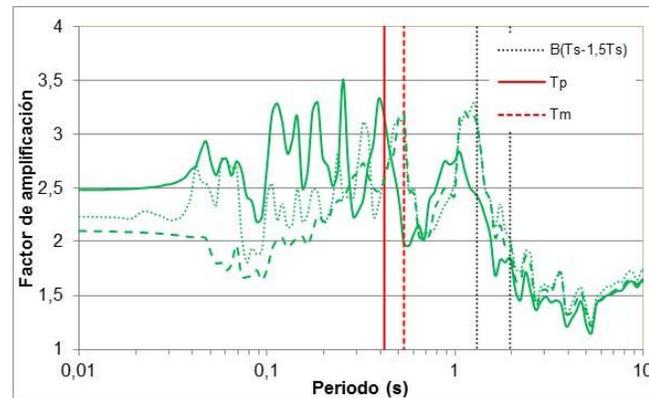
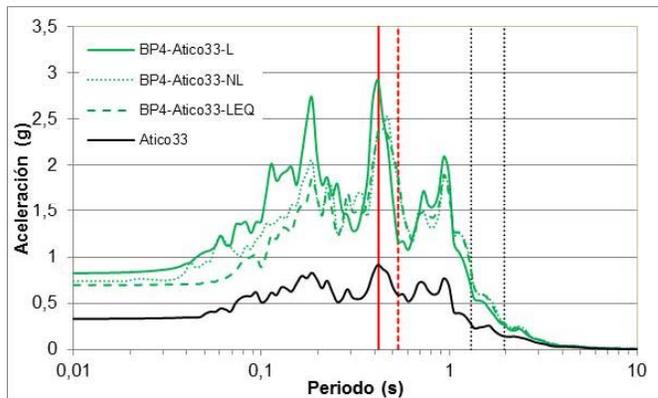
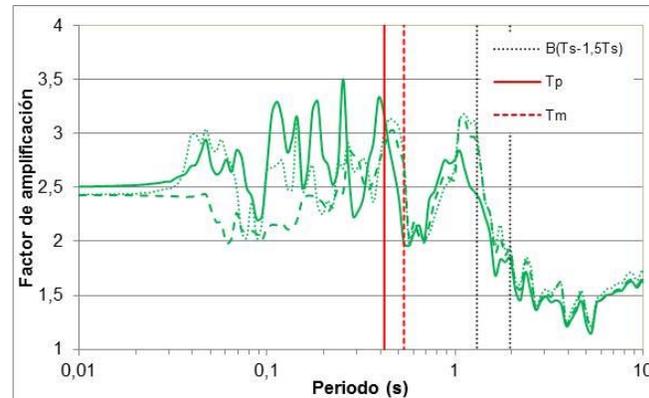
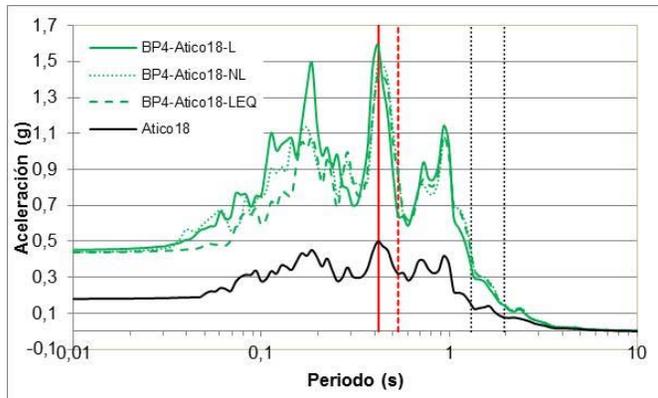
Resultado en material chancado “B”, en la columna 1, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



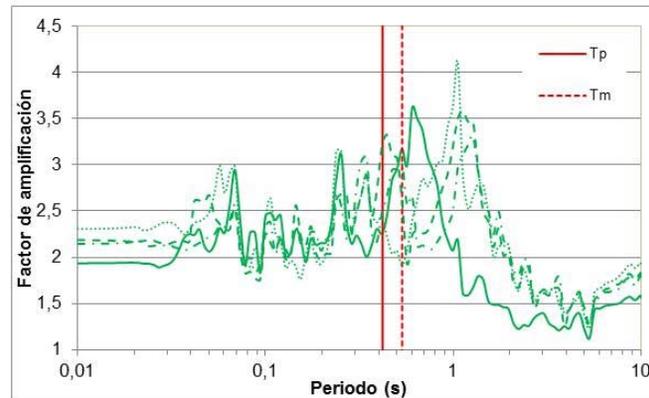
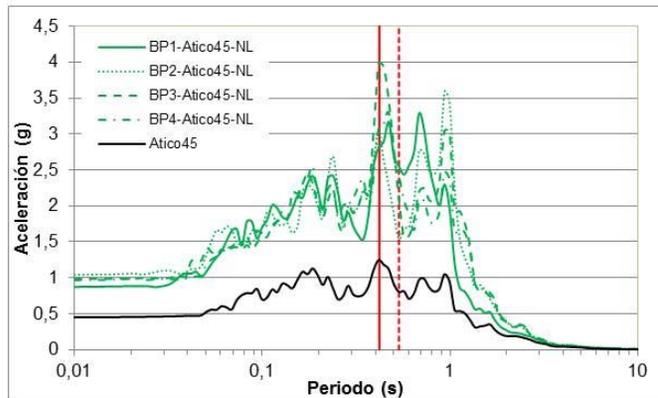
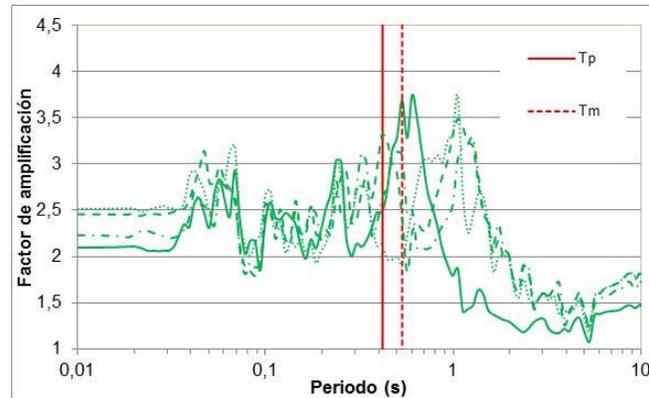
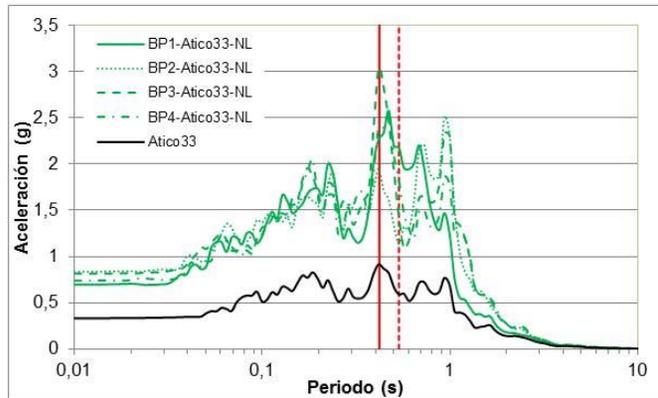
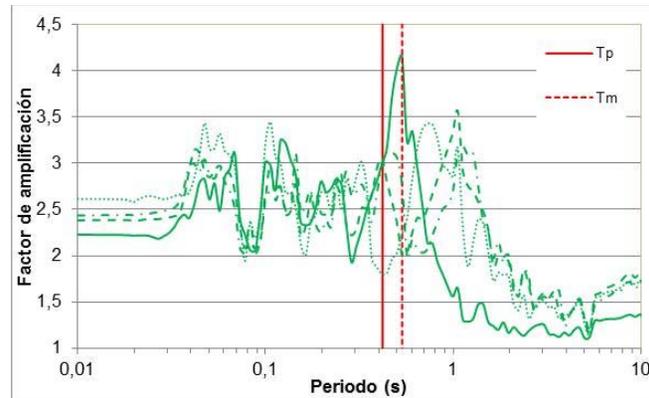
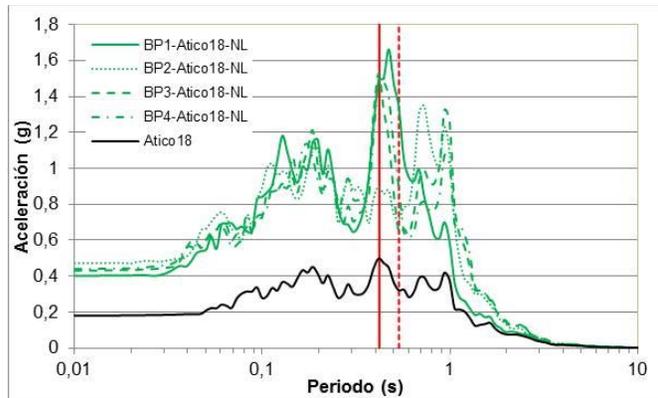
Resultado en material chancado “B”, en la columna 2, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



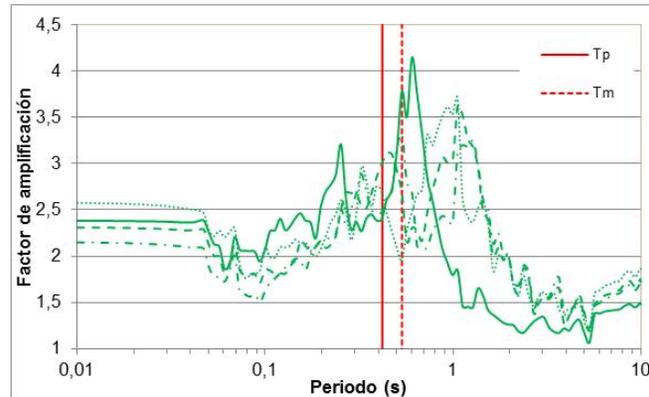
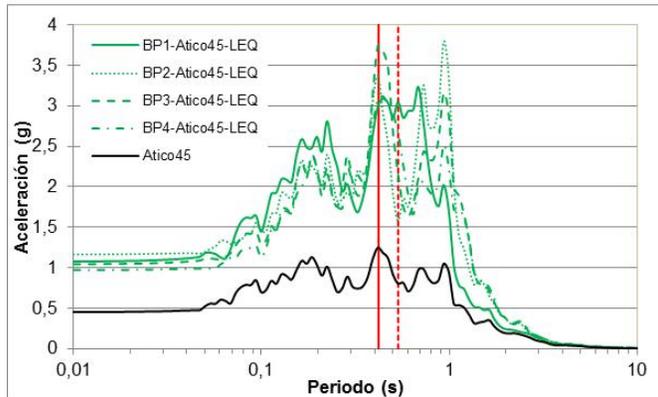
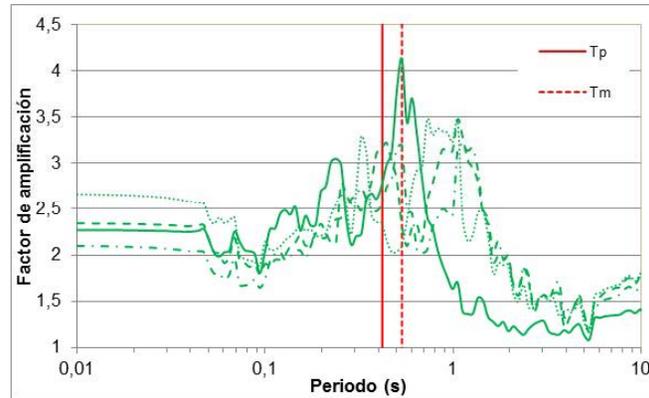
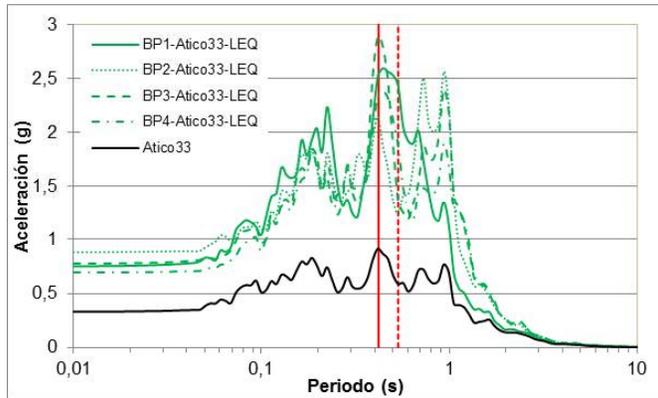
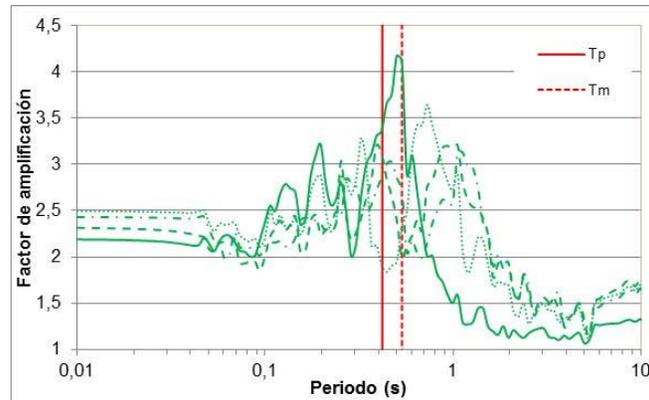
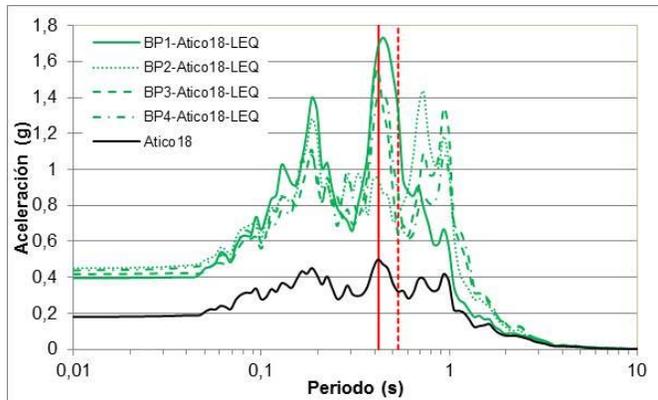
Resultado en material chancado “B”, en la columna 3, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



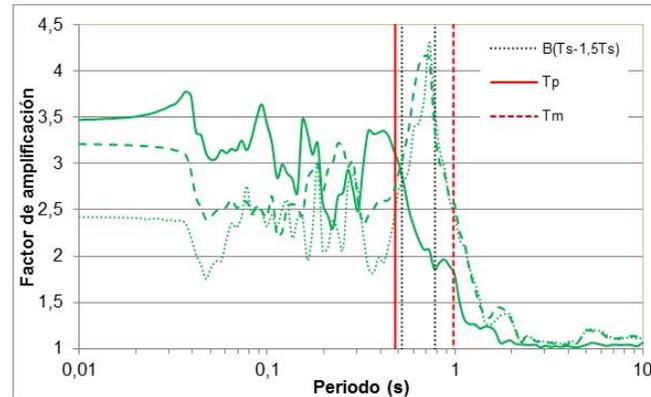
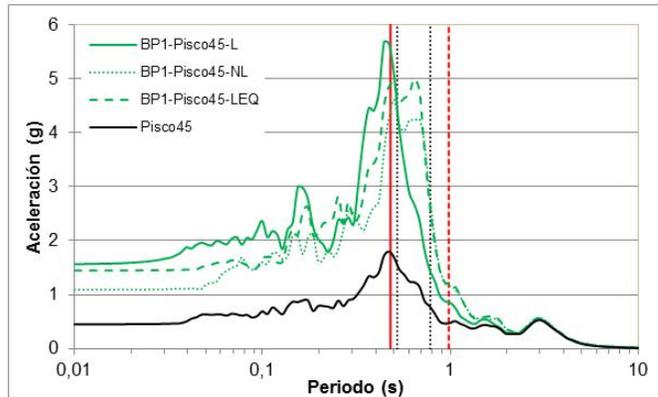
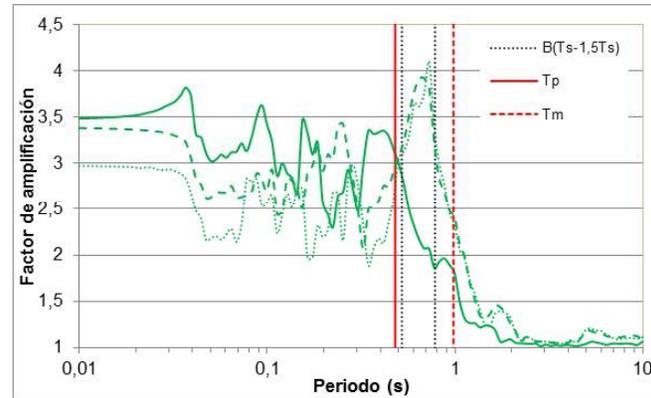
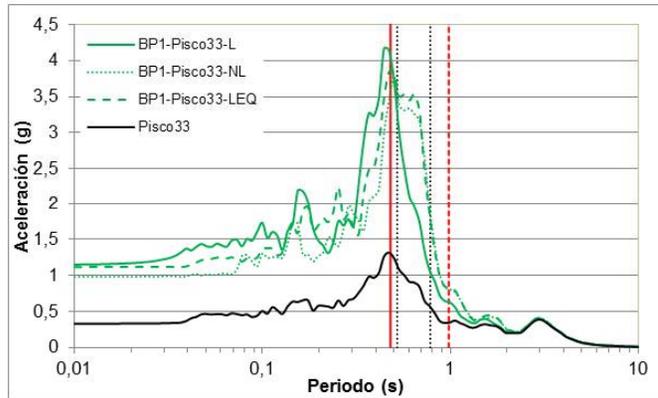
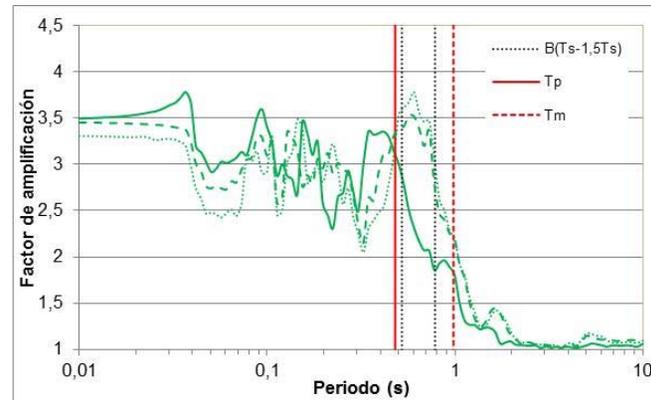
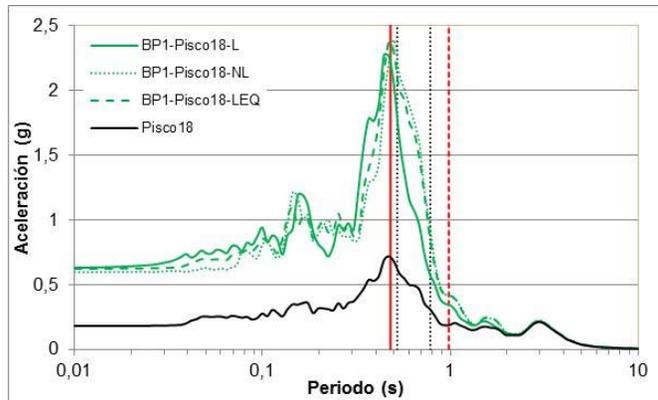
Resultado en material chancado "B", en la columna 4, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



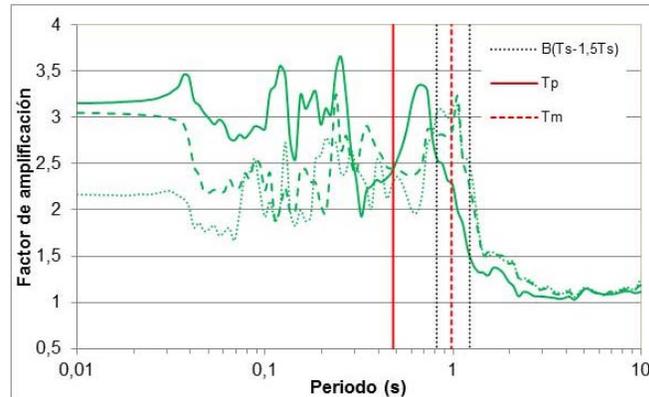
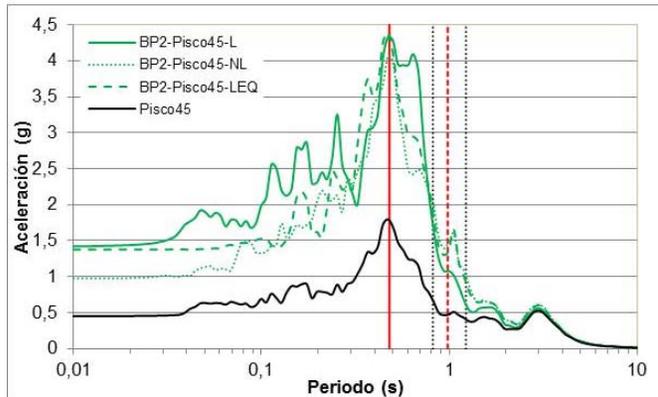
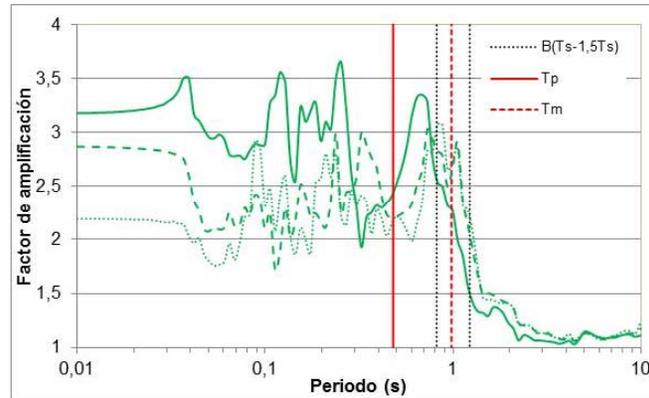
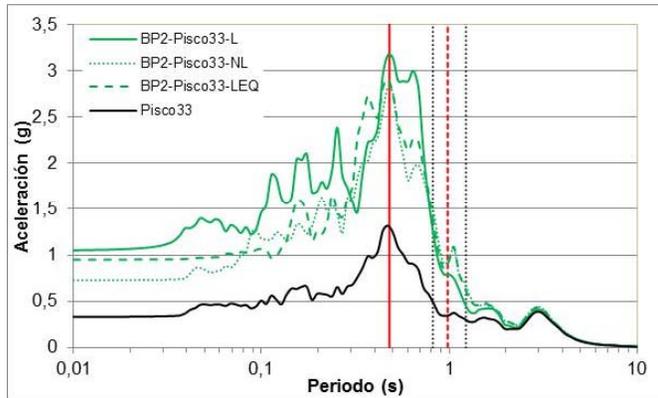
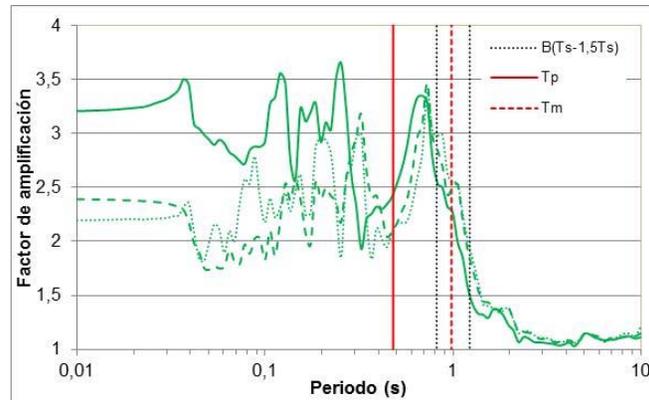
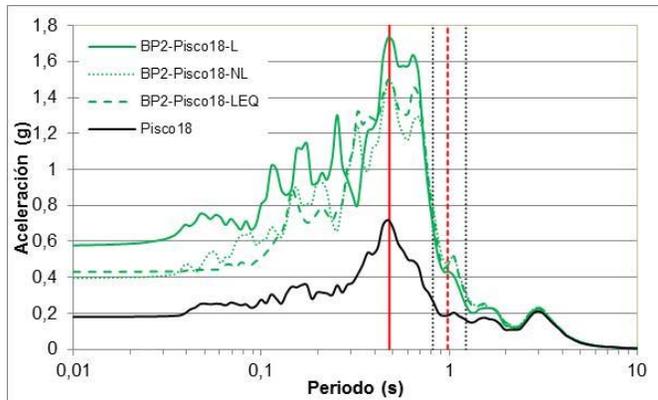
Resultado en material chancado “B”, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando las columnas 1, 2, 3 y 4.



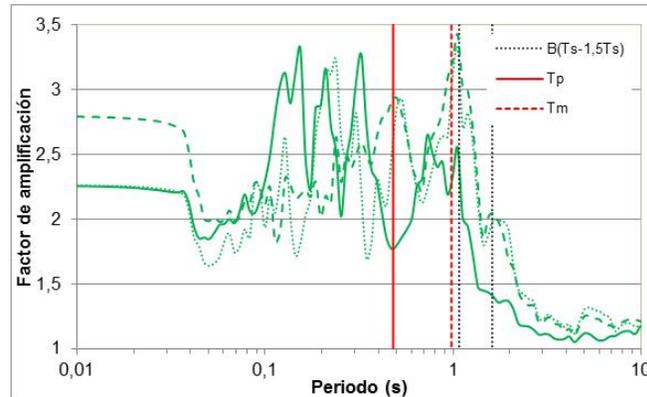
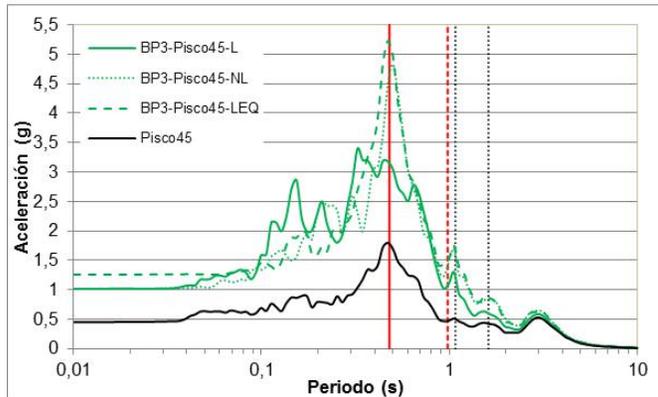
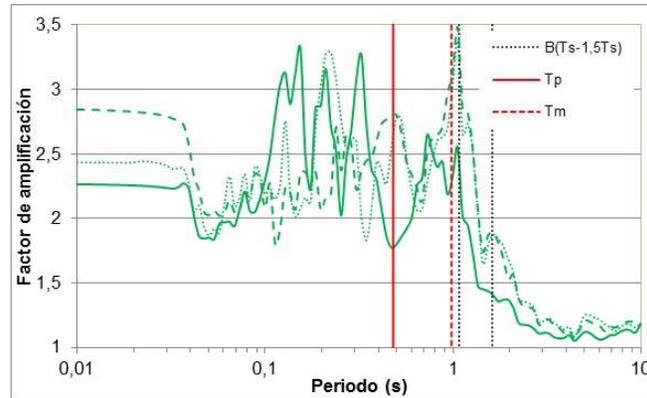
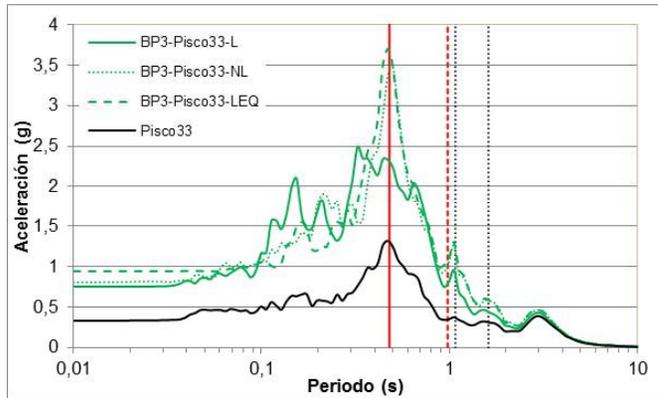
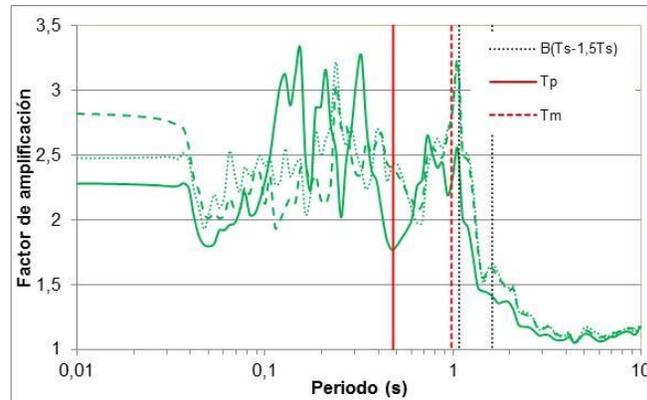
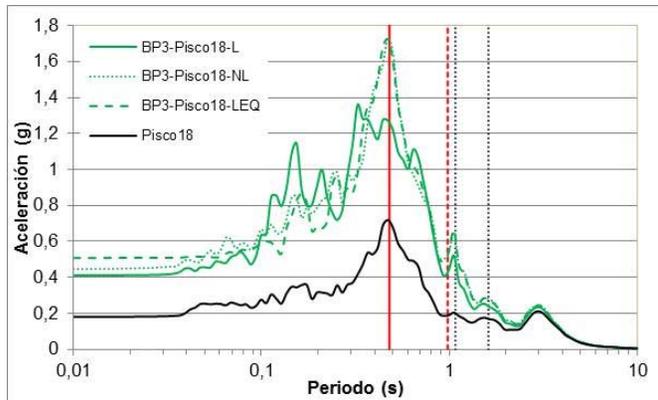
Resultado en material chancado “B”, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis lineal equivalente, comparando las columnas 1, 2, 3 y 4.



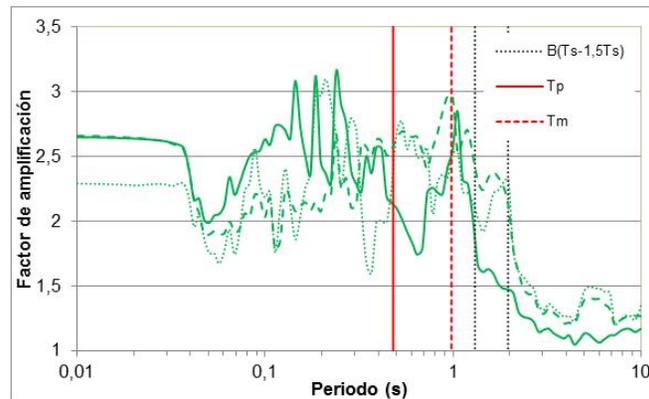
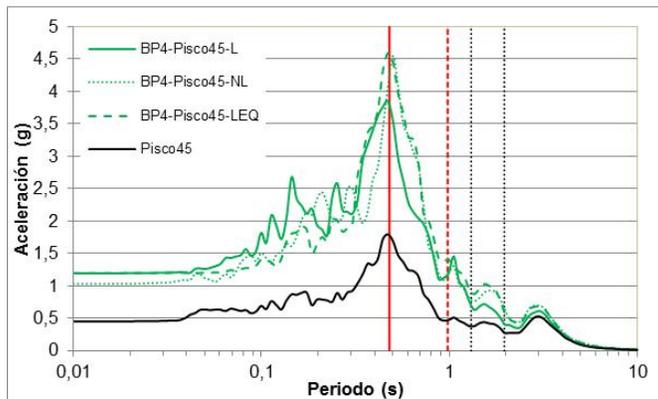
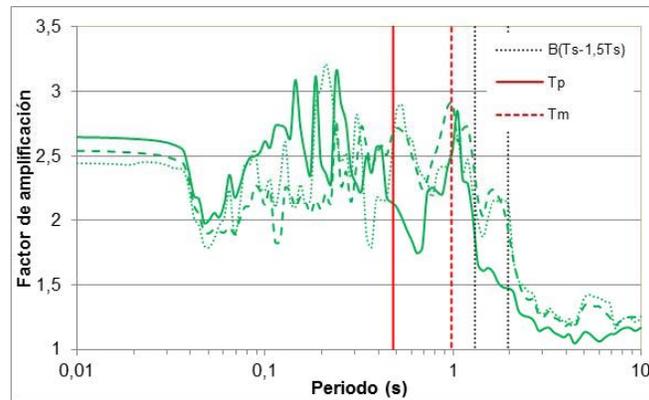
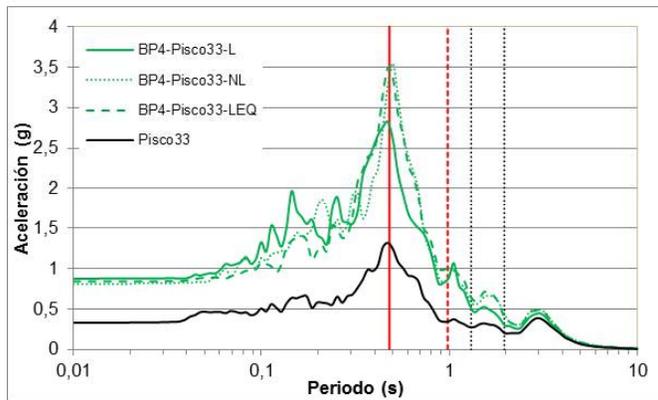
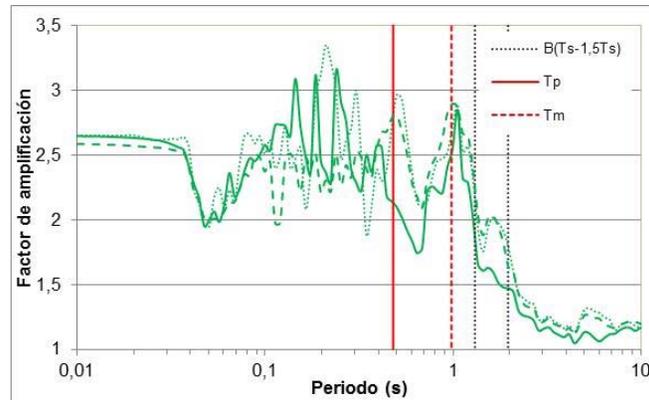
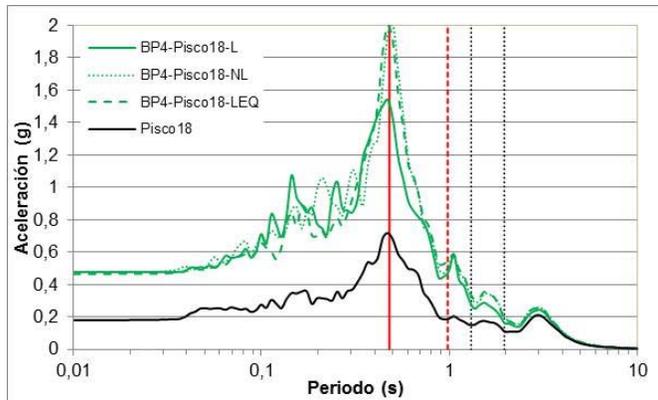
Resultado en material chancado “B”, en la columna 1, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



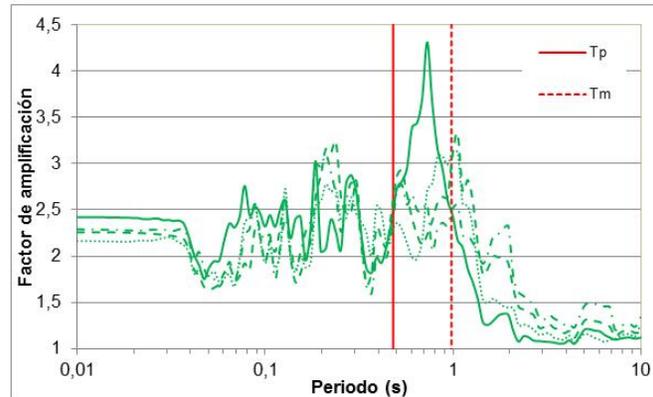
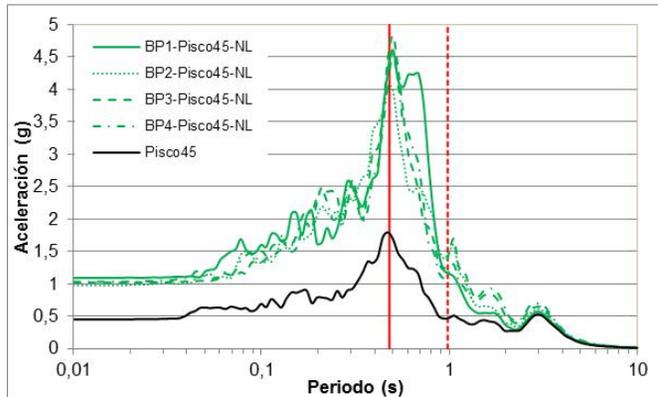
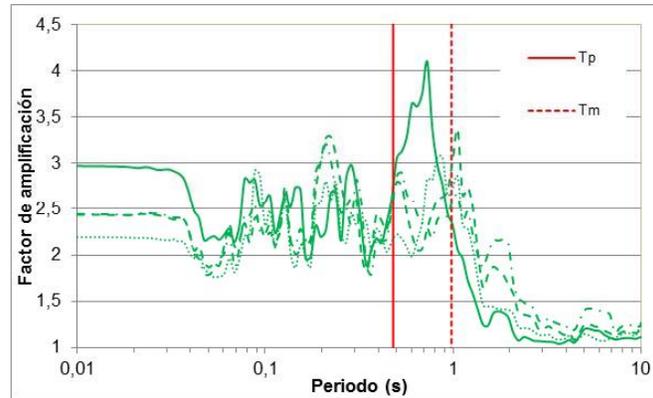
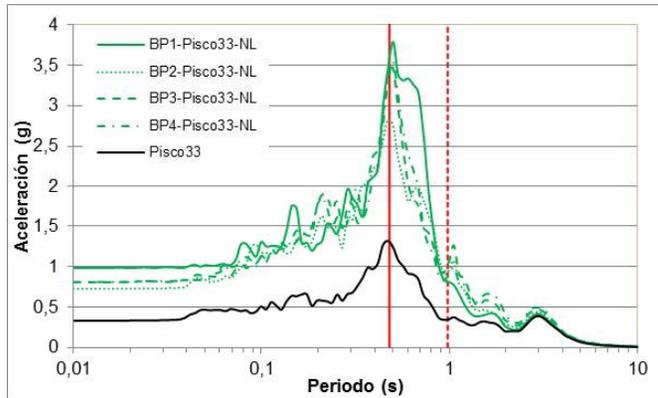
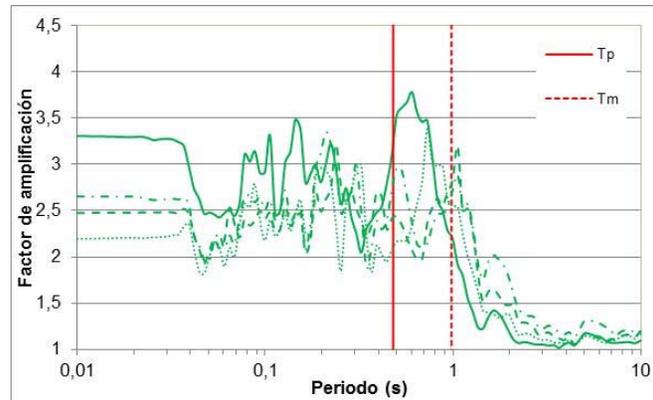
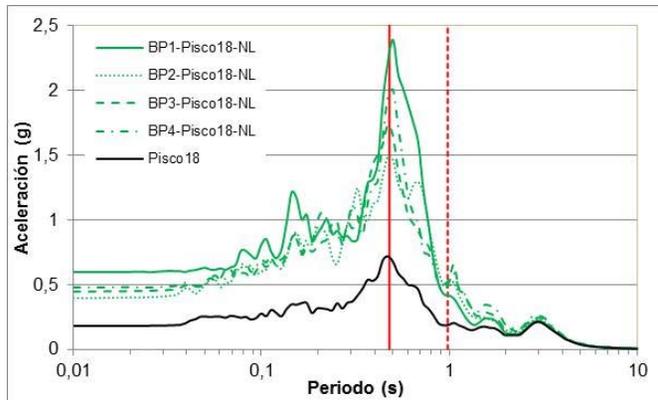
Resultado en material chancado “B”, en la columna 2, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



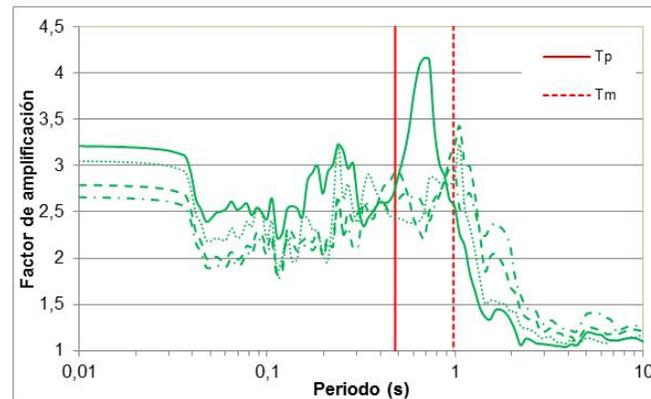
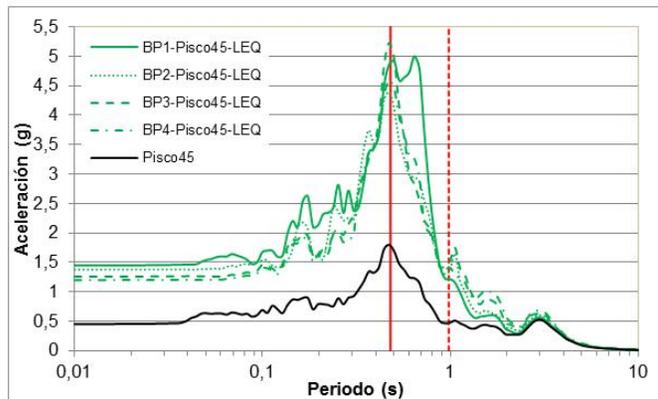
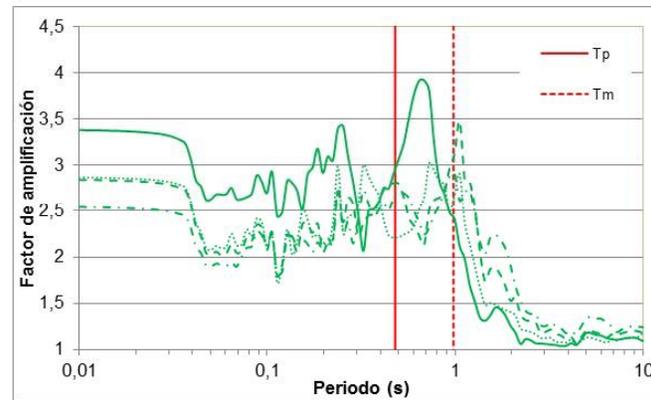
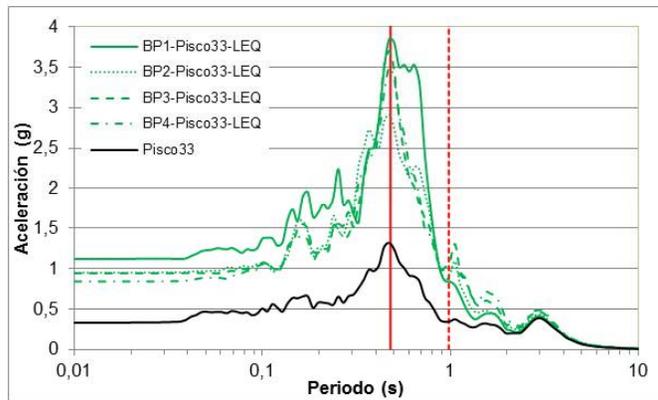
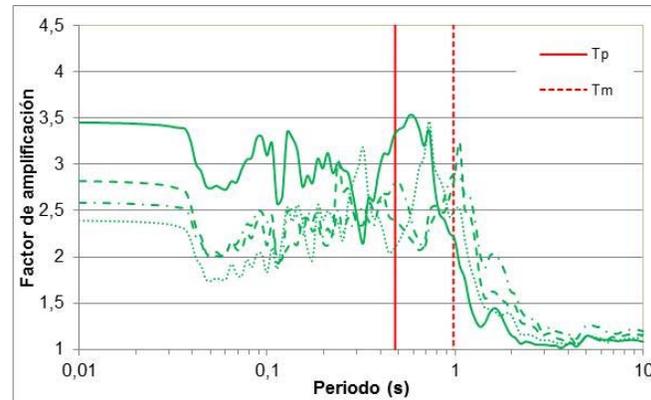
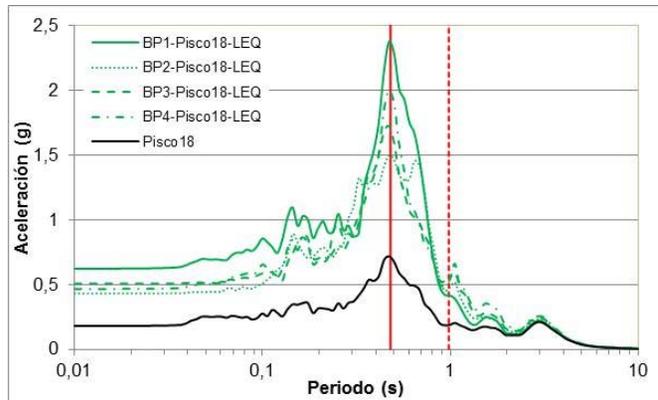
Resultado en material chancado “B”, en la columna 3, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



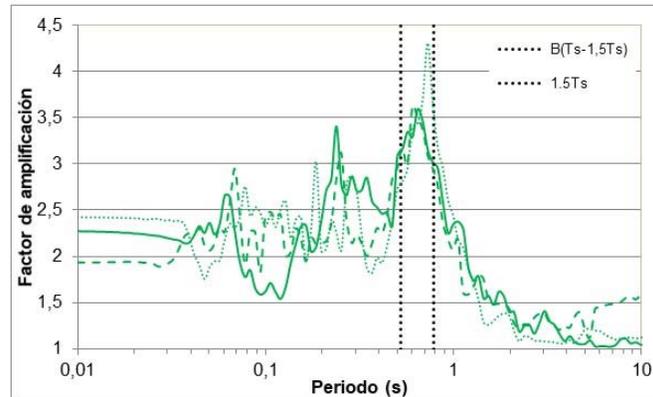
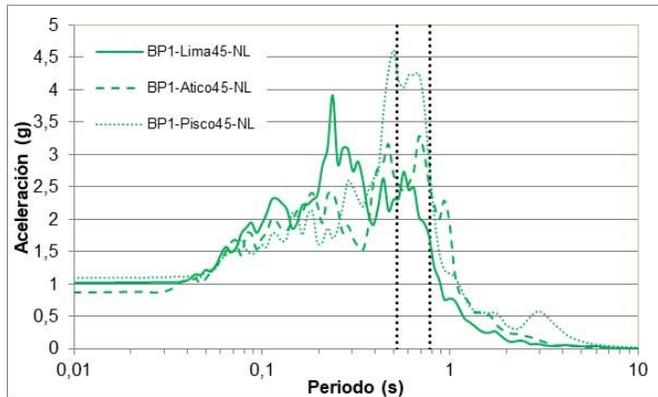
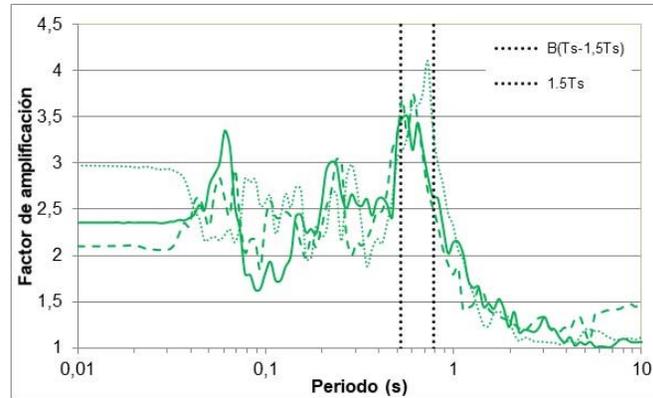
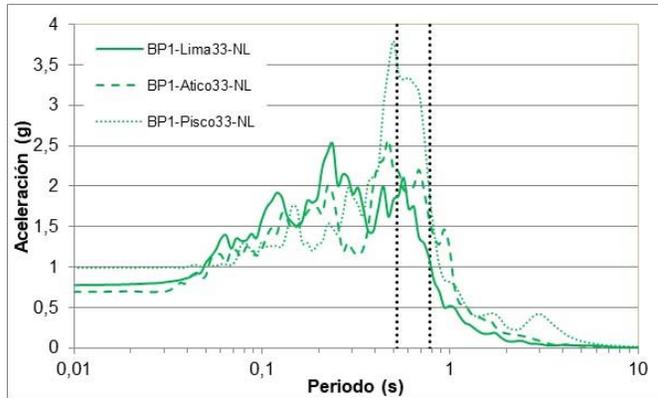
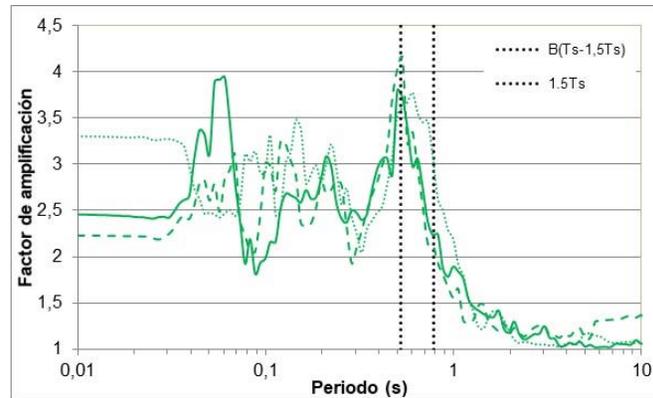
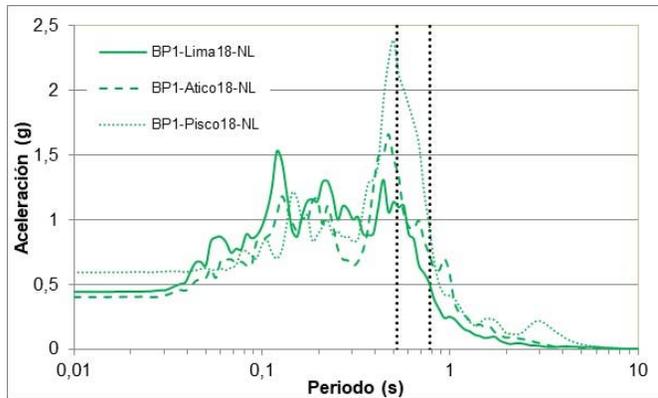
Resultado en material chancado “B”, en la columna 4, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, comparando los análisis lineales, no lineales y lineales equivalentes.



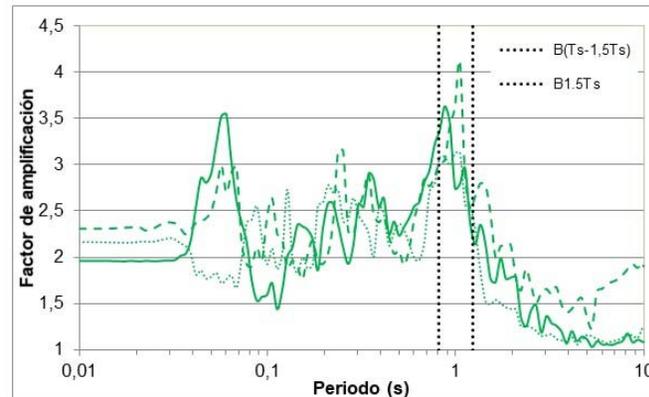
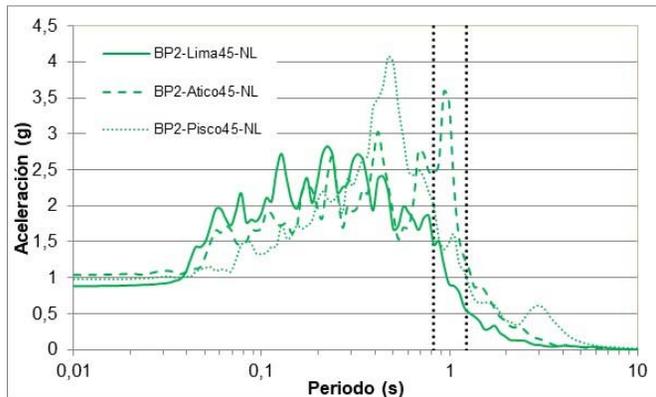
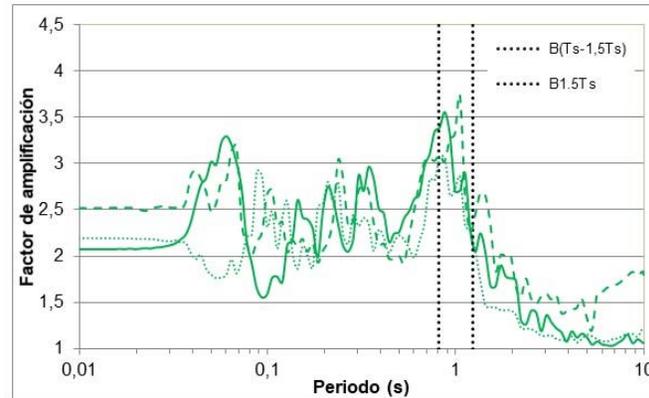
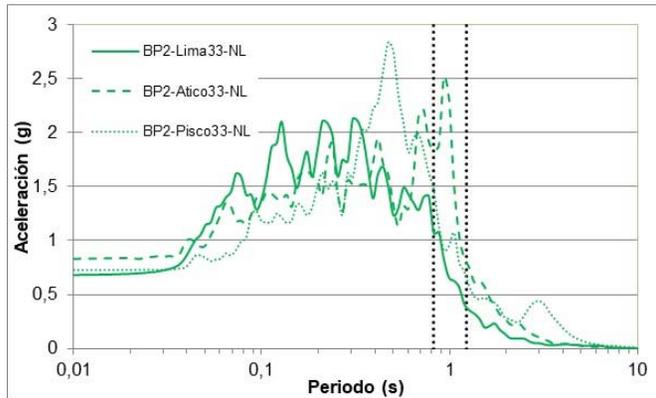
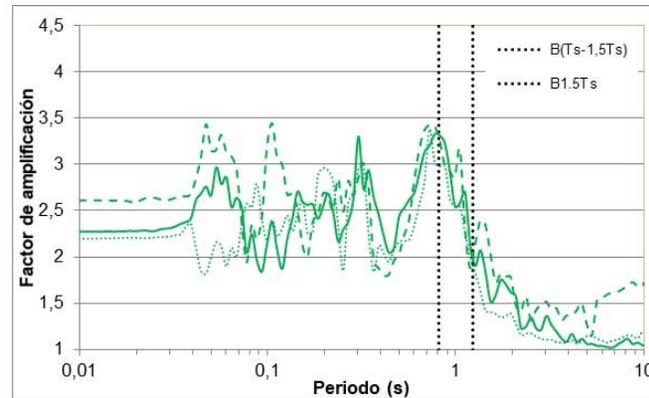
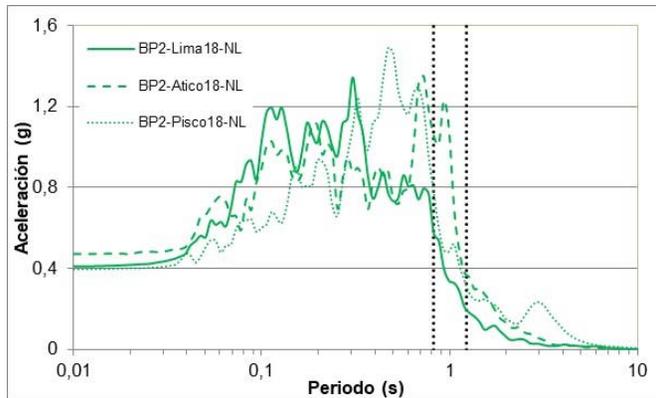
Resultado en material chancado “B”, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando las columnas 1, 2, 3 y 4.



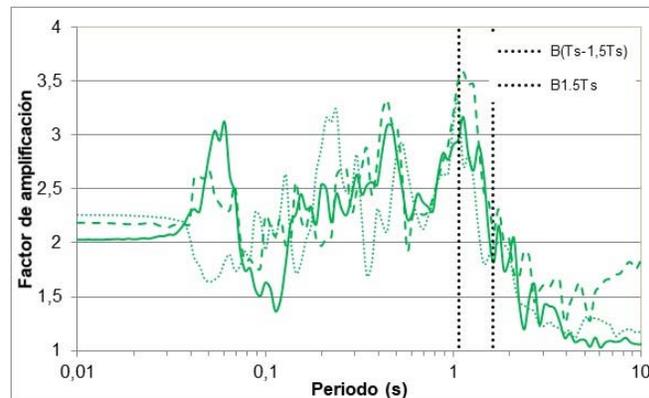
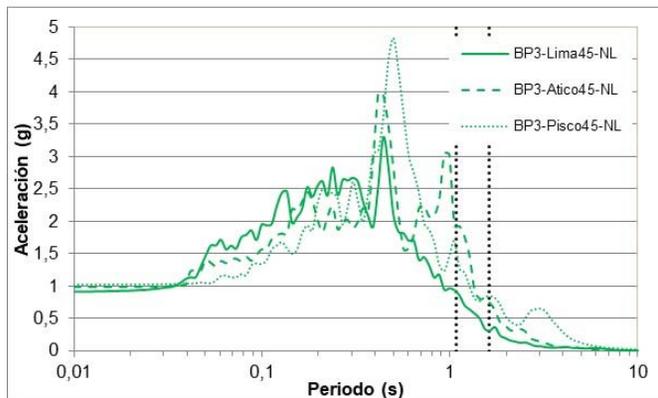
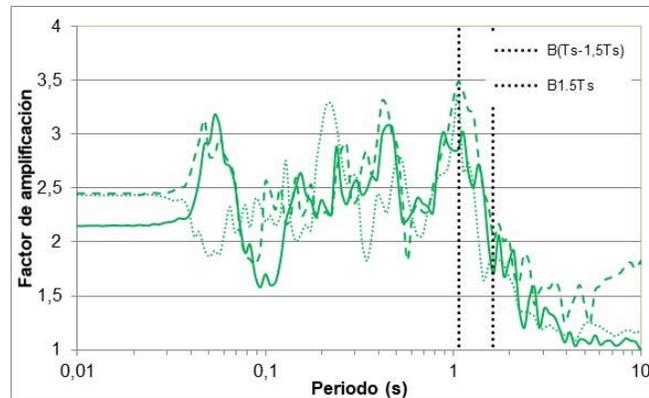
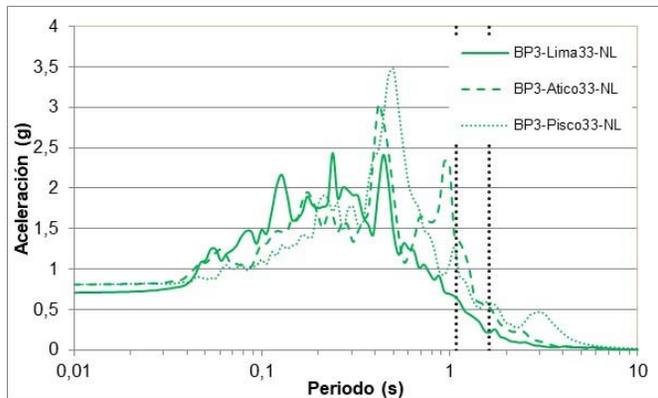
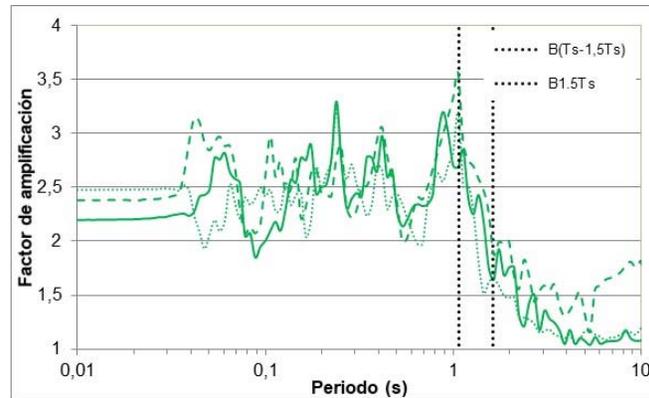
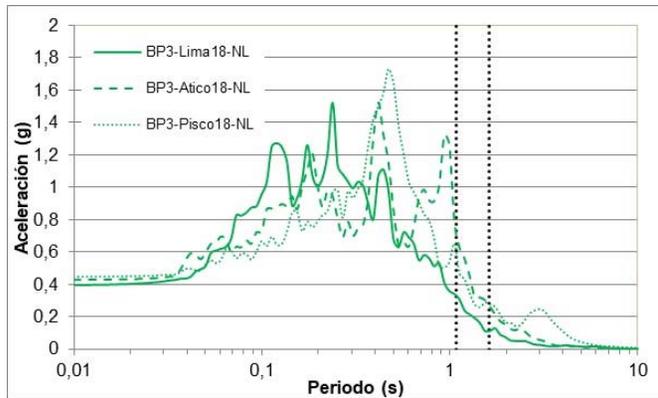
Resultado en material chancado “B”, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis lineal equivalente, comparando las columnas 1, 2, 3 y 4.



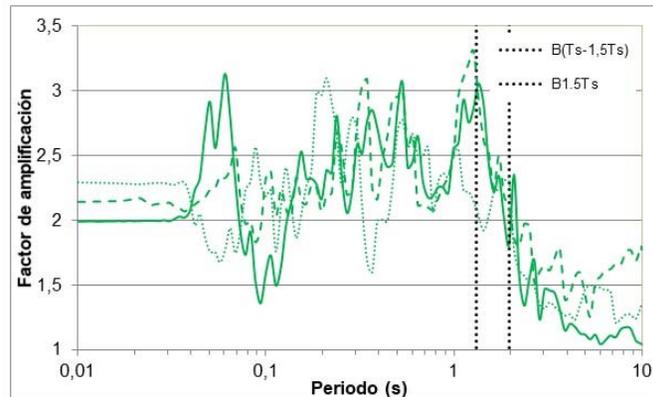
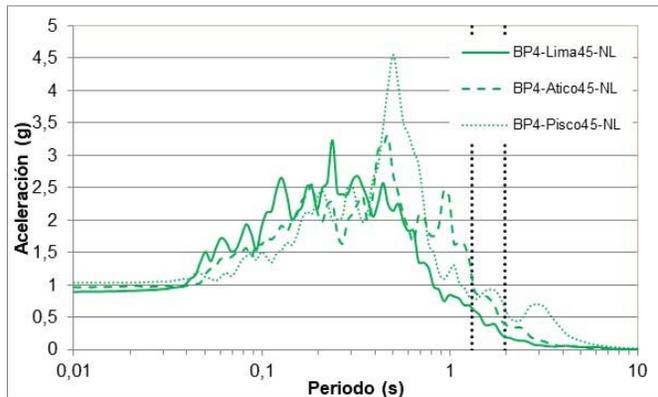
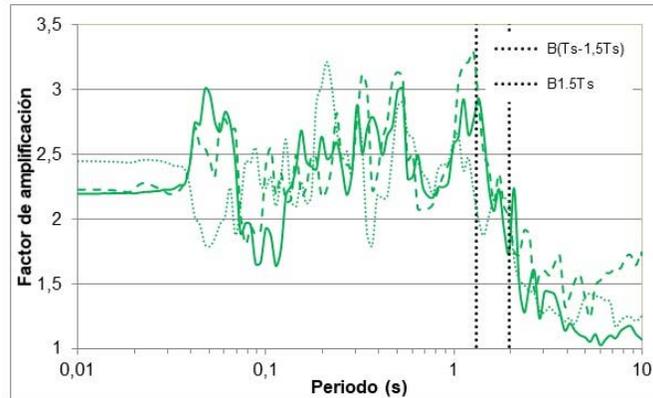
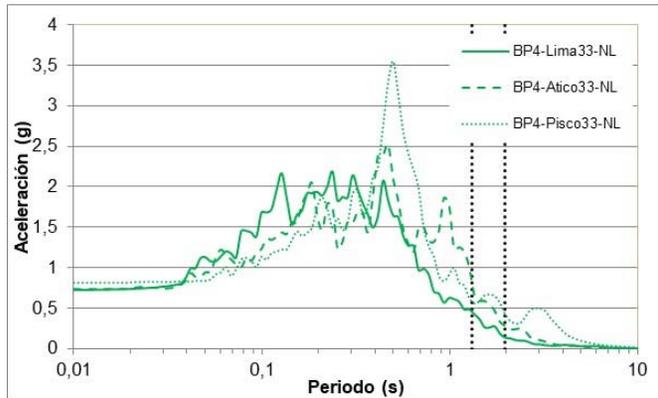
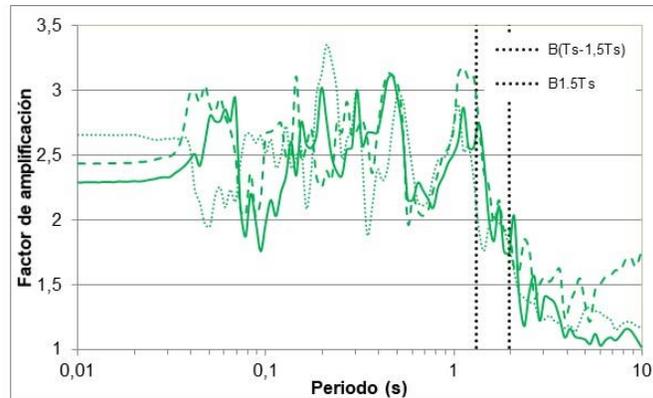
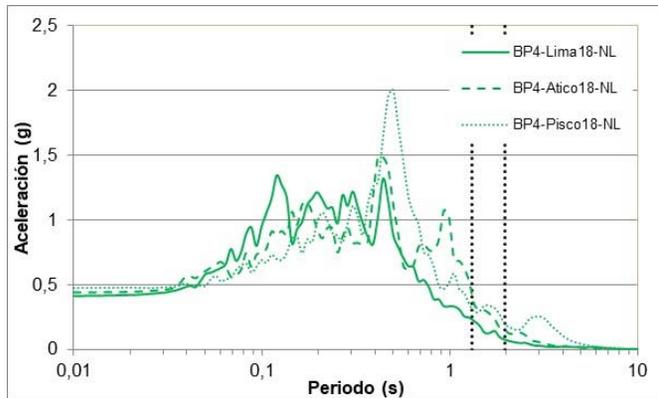
Resultado en material chancado “B”, en la columna 1, comparando los sismos de Lima, Atico y Pisco, escalados linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal.



Resultado en material chancado “B”, en la columna 2, comparando los sismos de Lima, Atico y Pisco, escalados linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal.

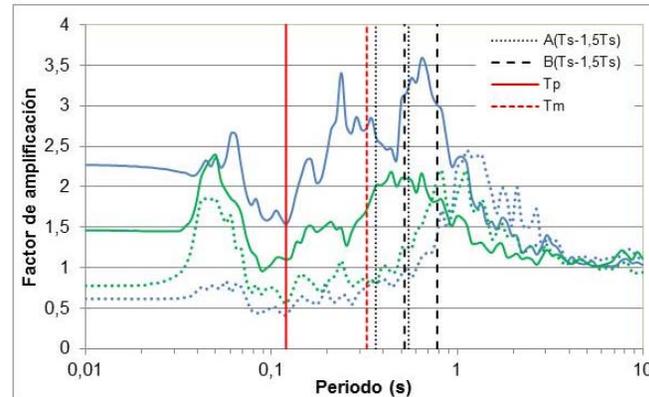
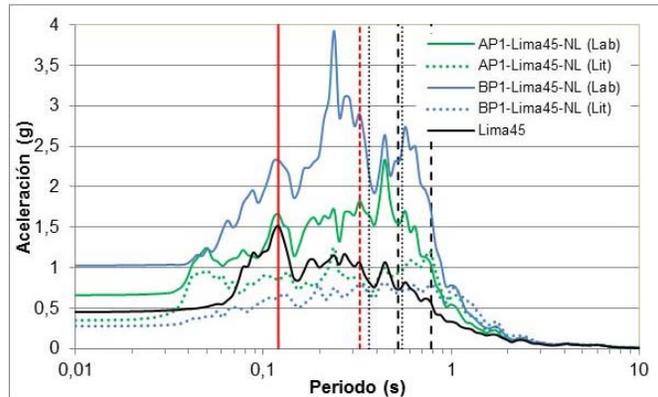
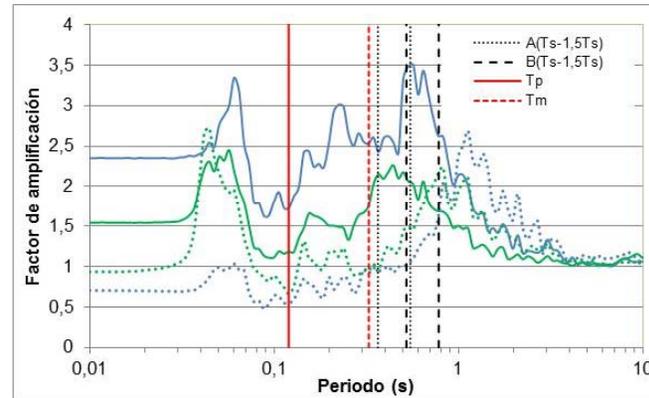
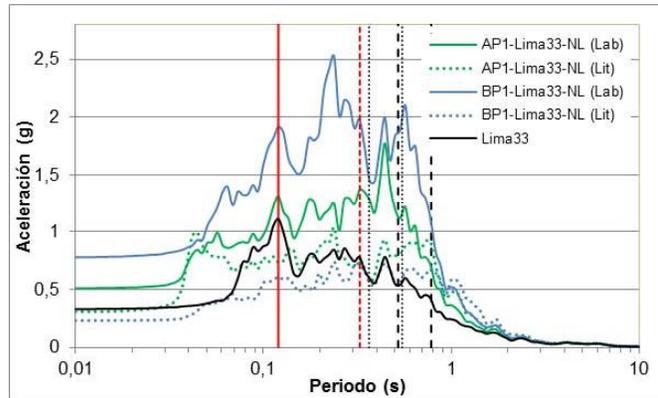
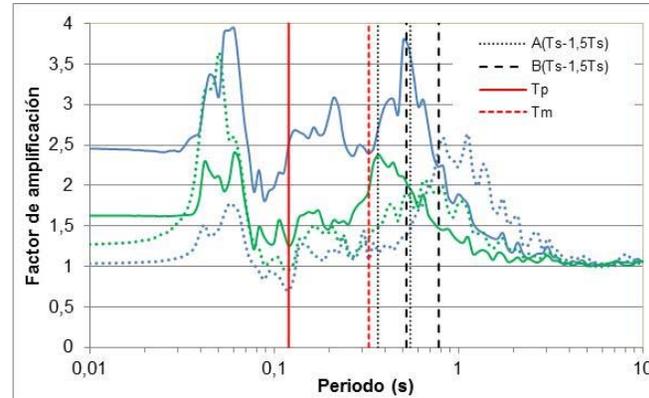
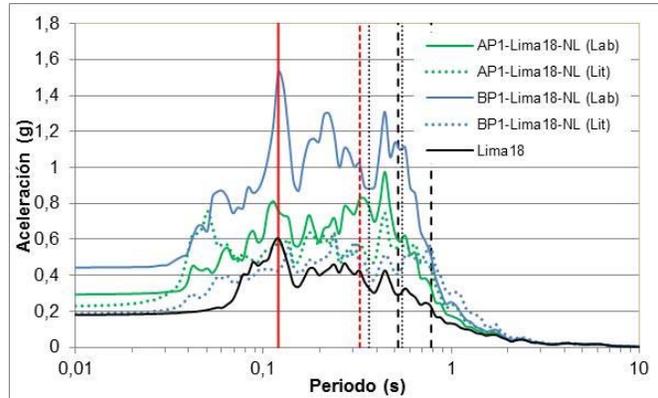


Resultado en material chancado “B”, en la columna 3, comparando los sismos de Lima, Atico y Pisco, escalados linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal.

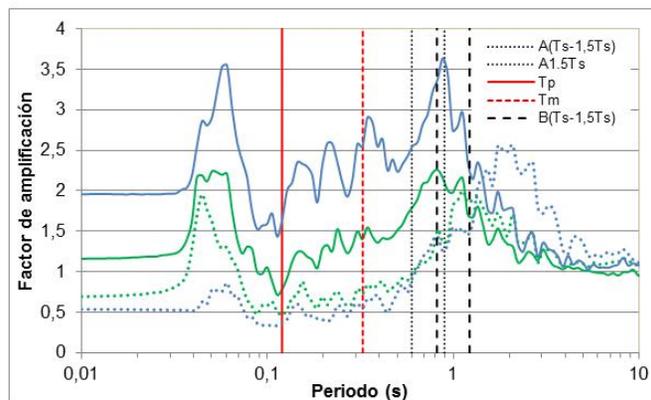
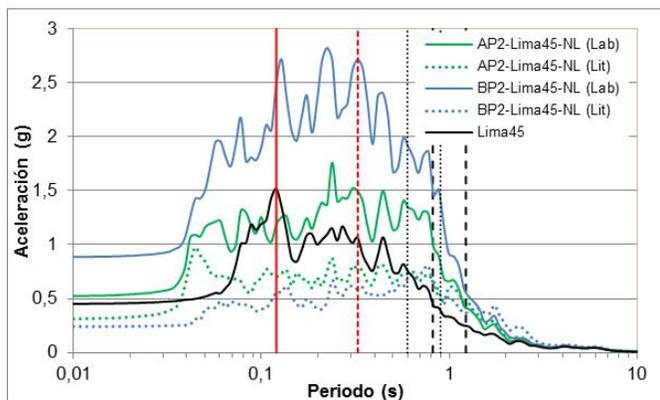
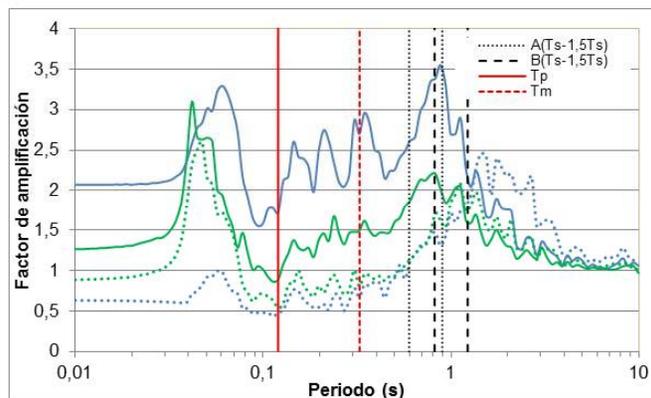
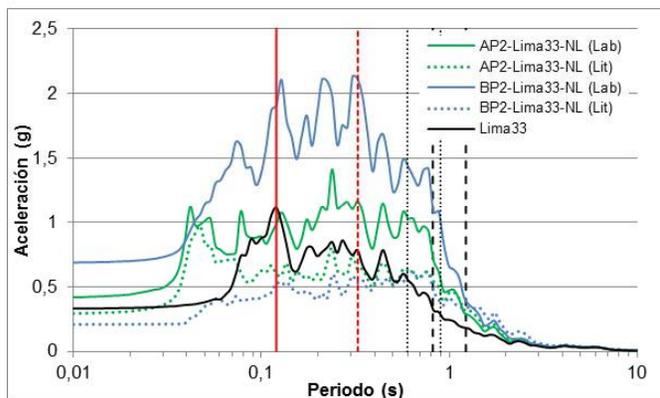
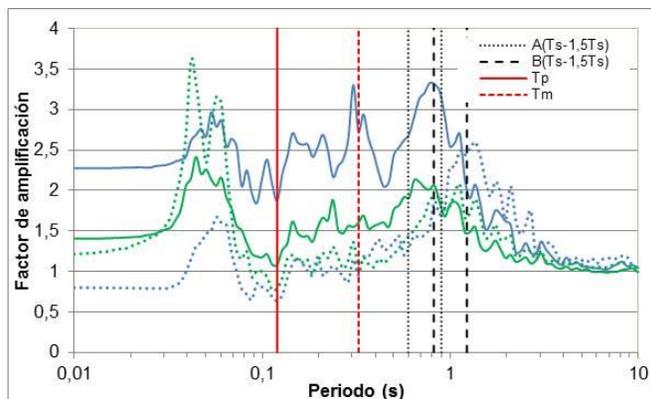
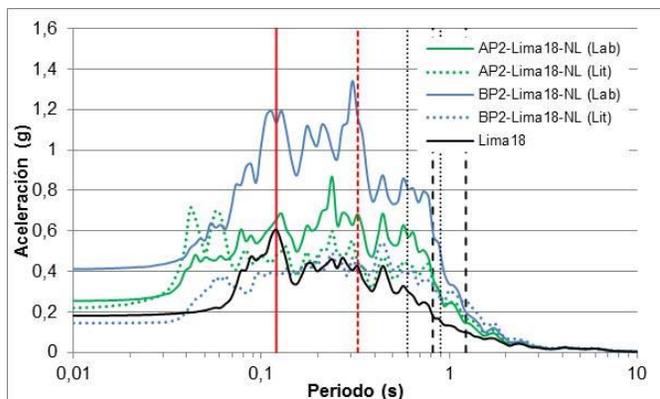


Resultado en material chancado “B”, en la columna 4, comparando los sismos de Lima, Atico y Pisco, escalados linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal.

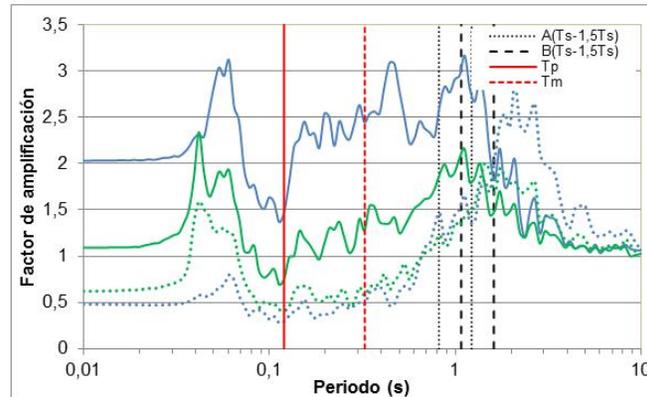
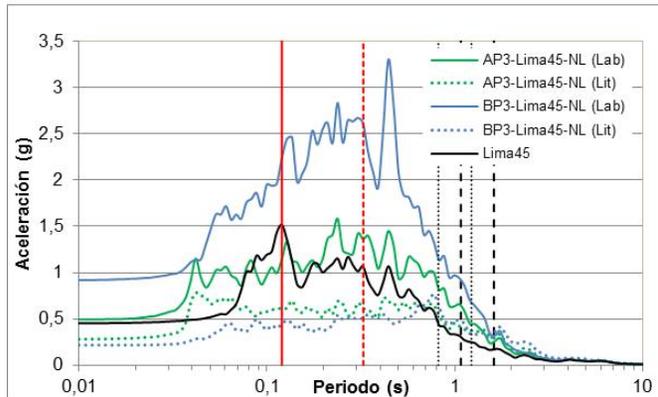
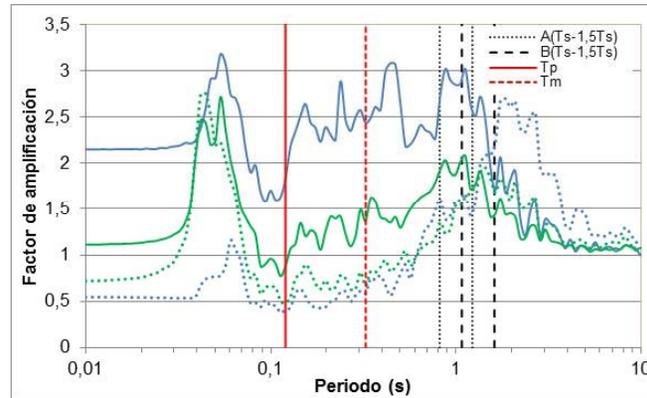
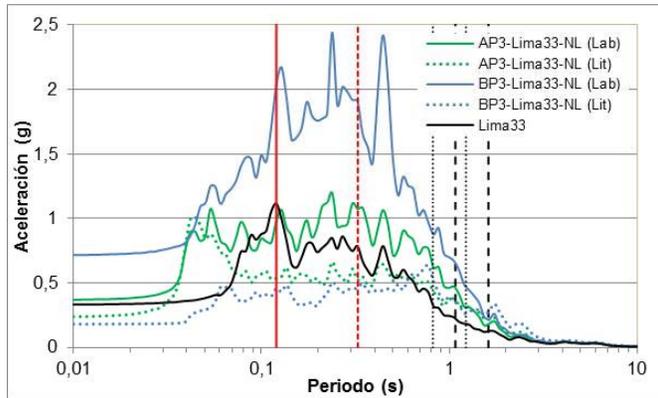
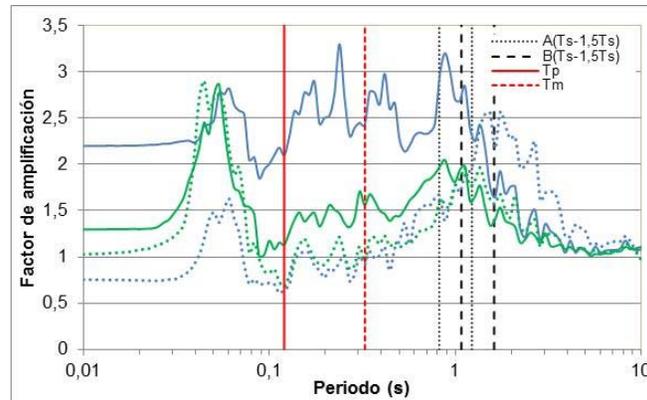
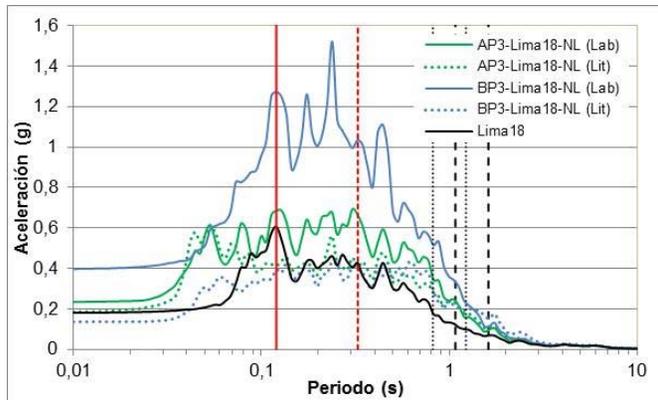
## COMPARACIÓN ENTRE MATERIALES Y LITERATURA



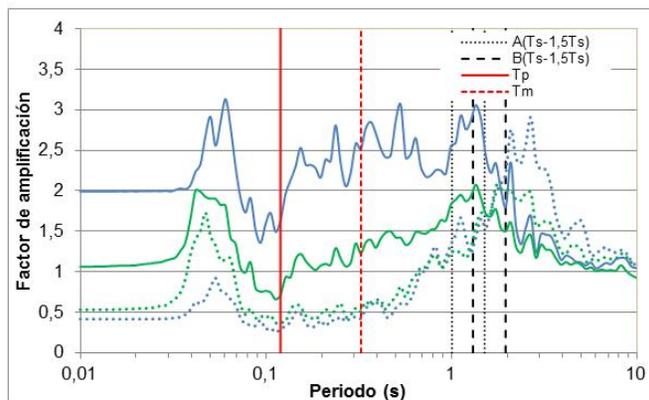
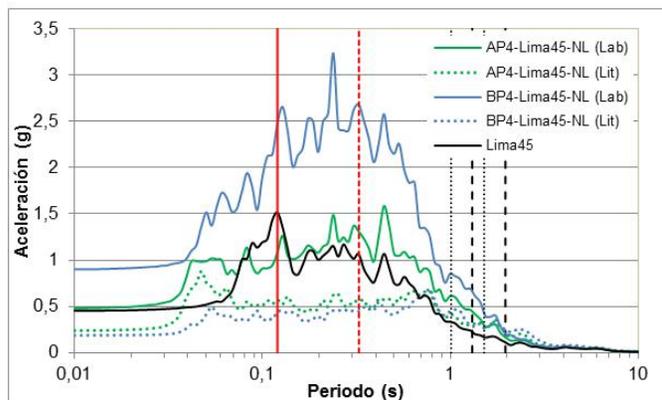
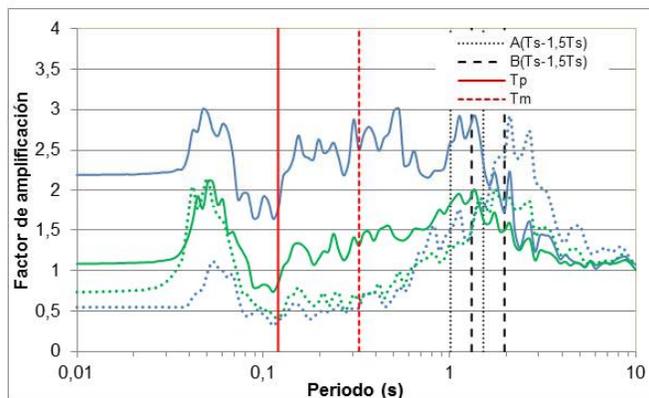
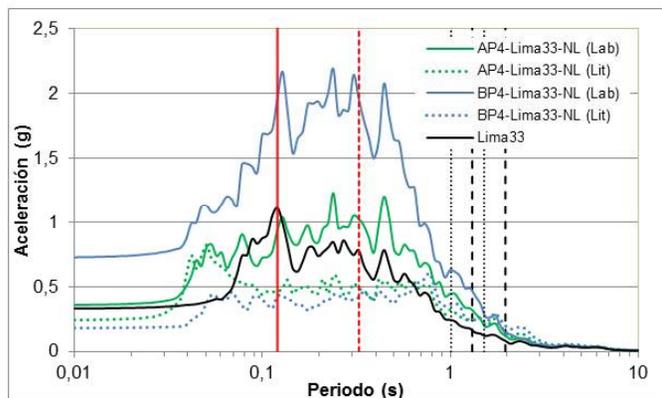
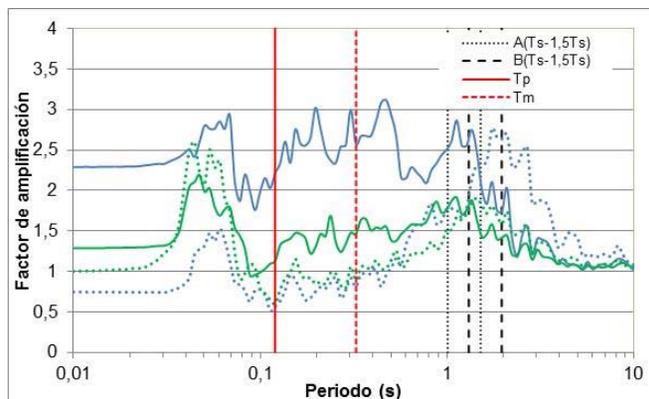
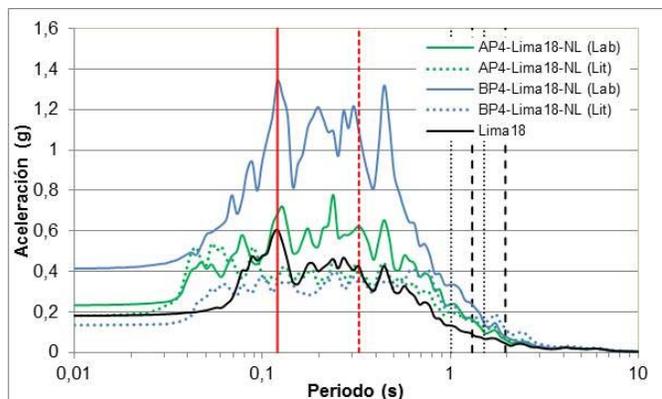
Resultado en la columna 1, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando los materiales por voladura "A", chancado "B" y literatura.



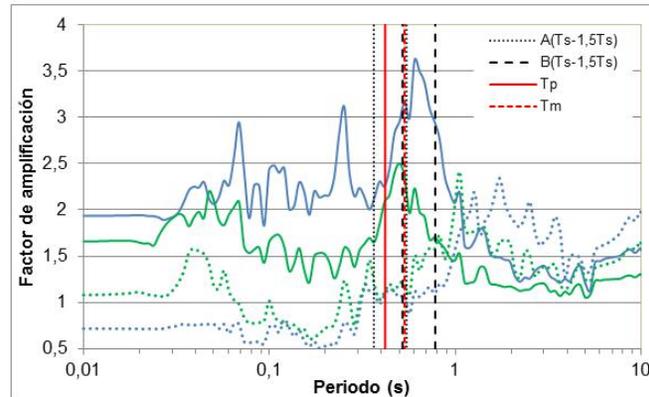
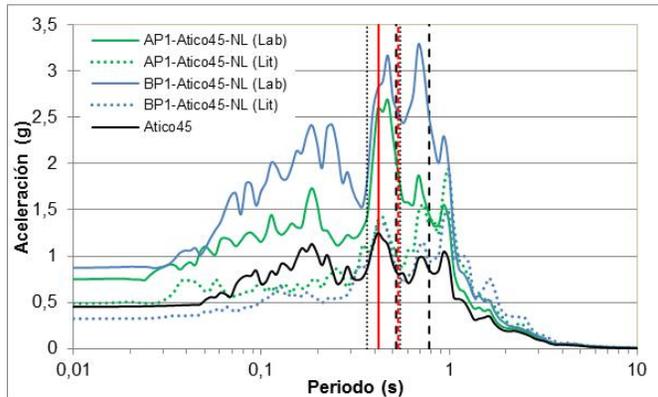
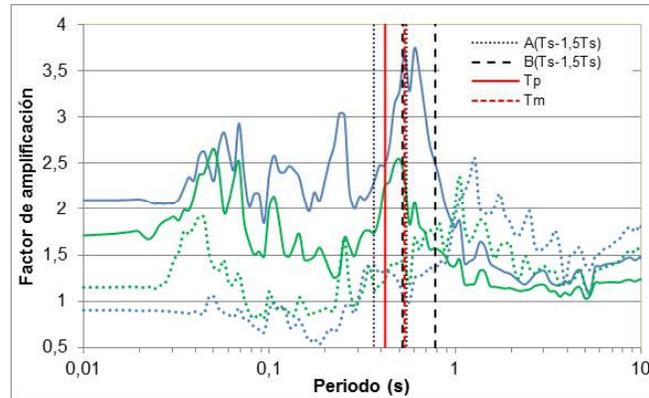
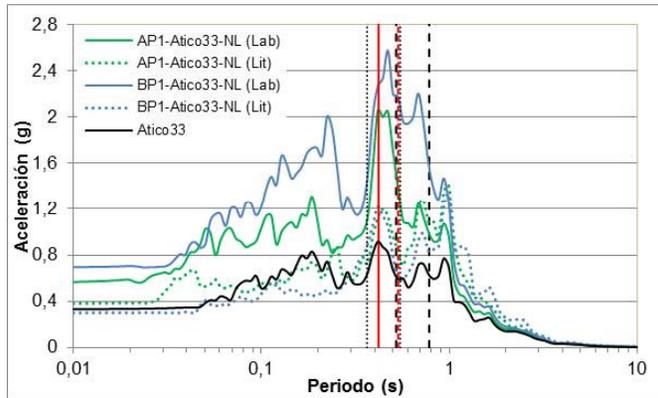
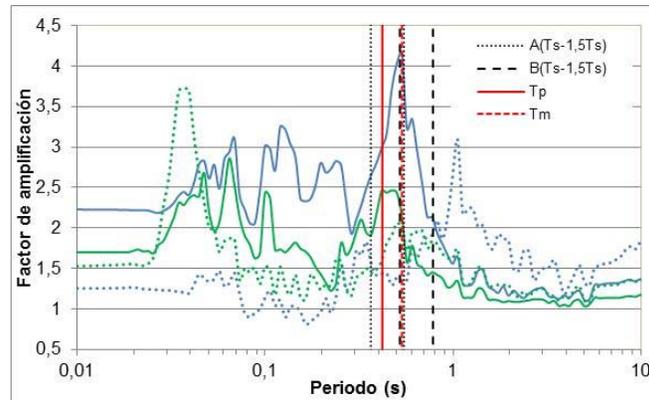
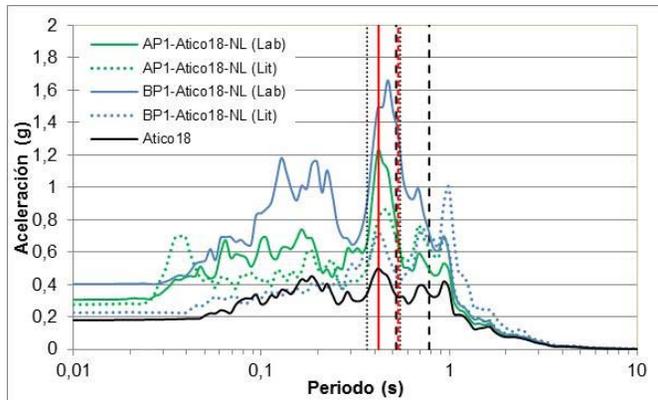
Resultado en la columna 2, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando los materiales por voladura "A", chancado "B" y literatura.



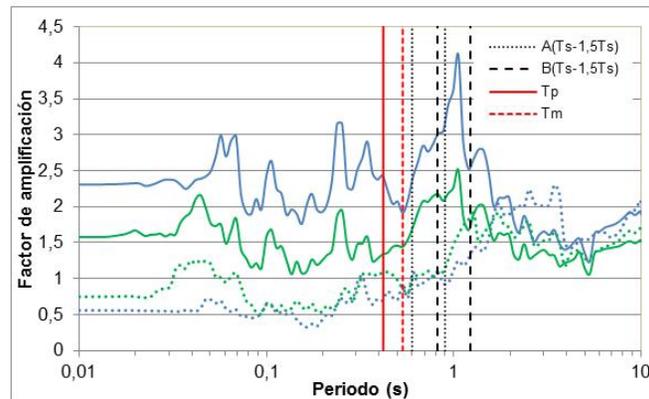
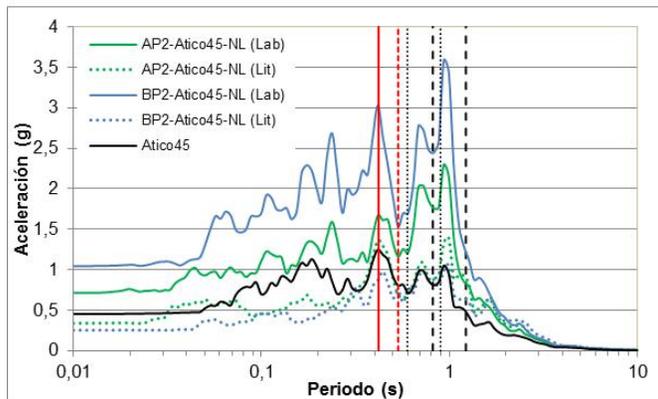
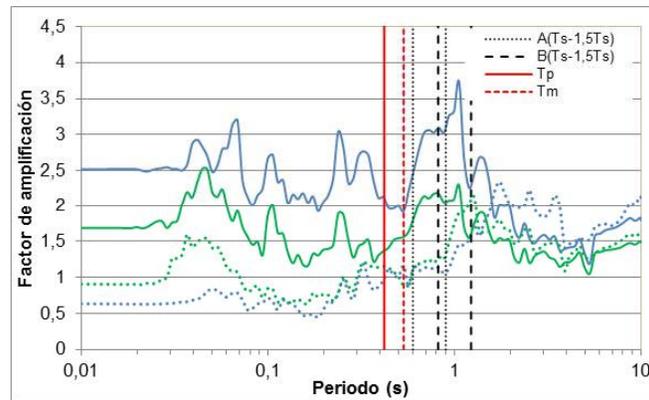
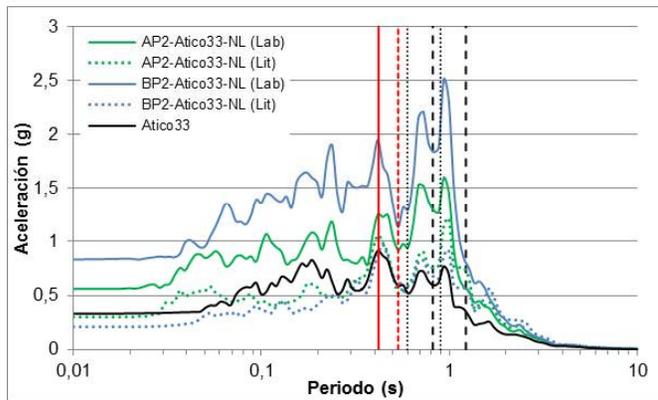
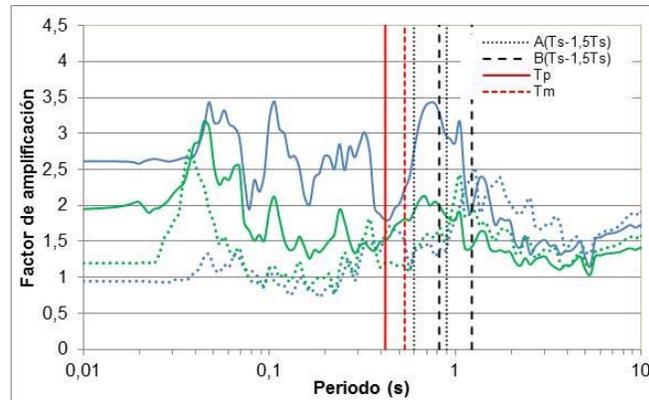
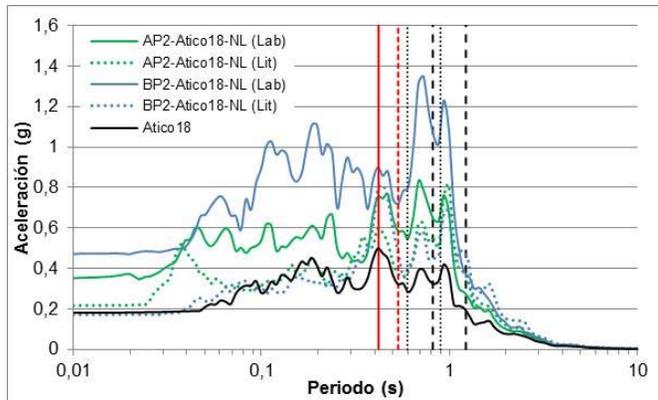
Resultado en la columna 3, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando los materiales por voladura "A", chancado "B" y literatura.



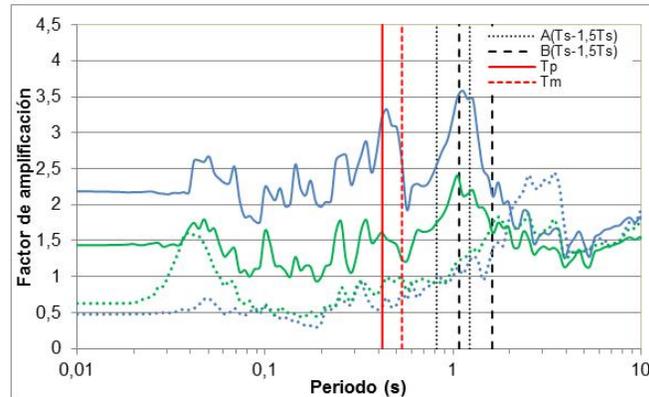
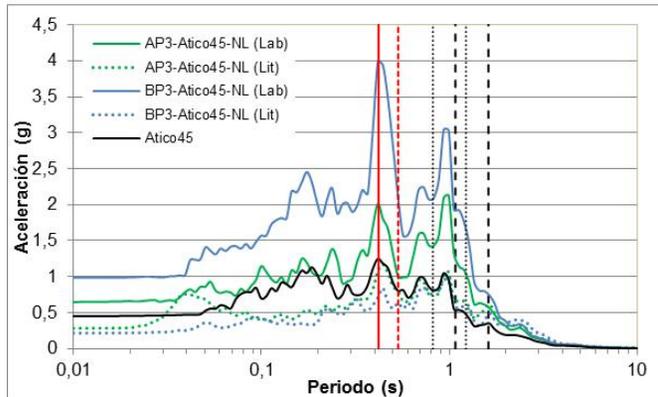
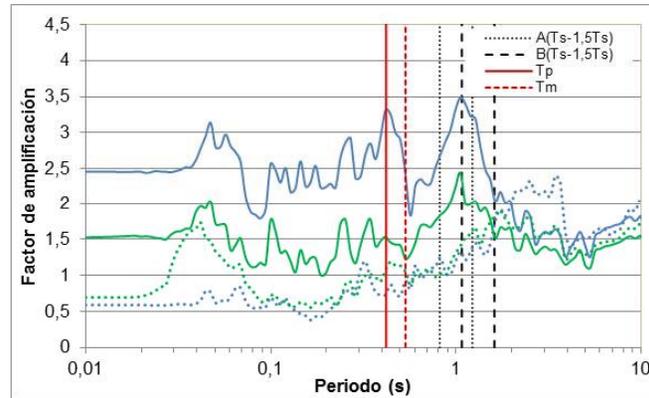
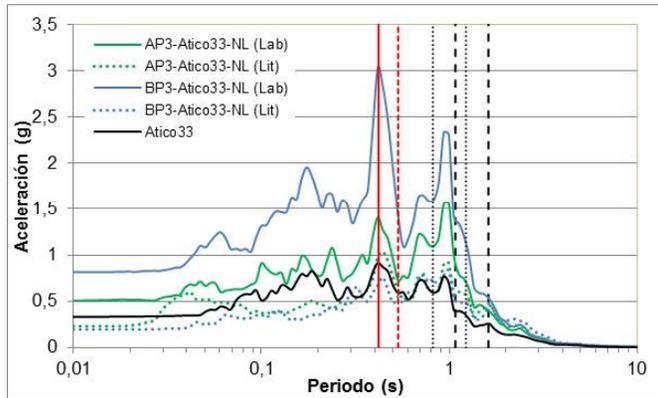
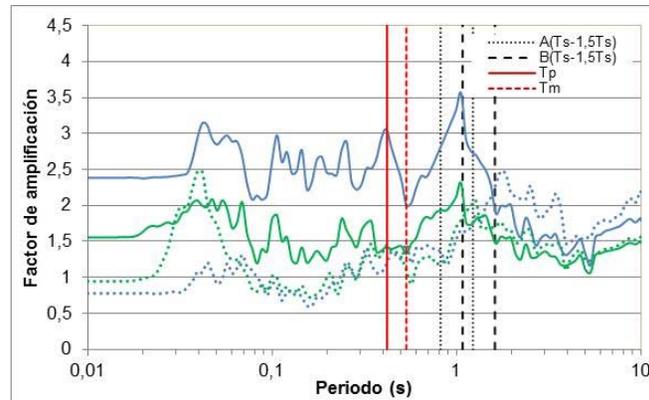
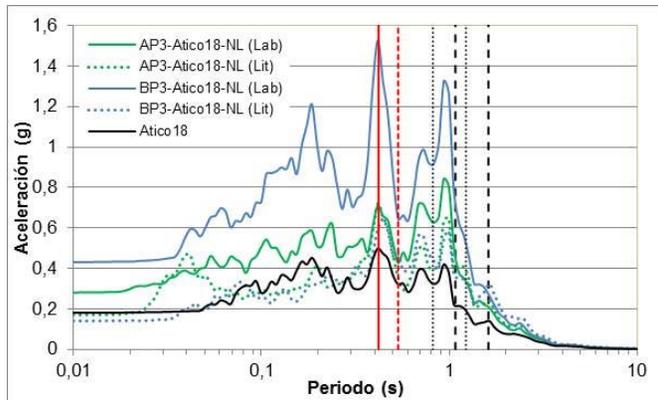
Resultado en la columna 4, para el sismo de Lima, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando los materiales por voladura "A", chancado "B" y literatura.



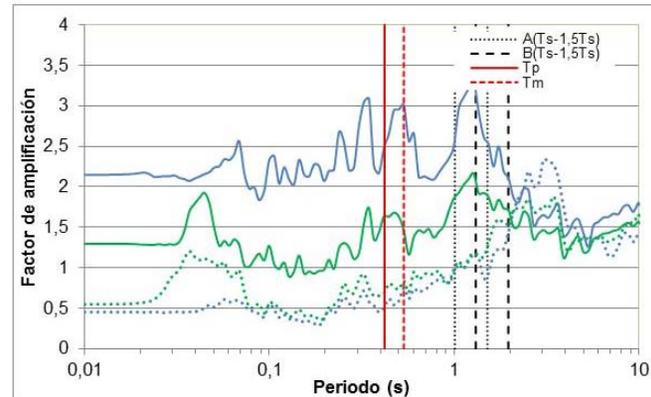
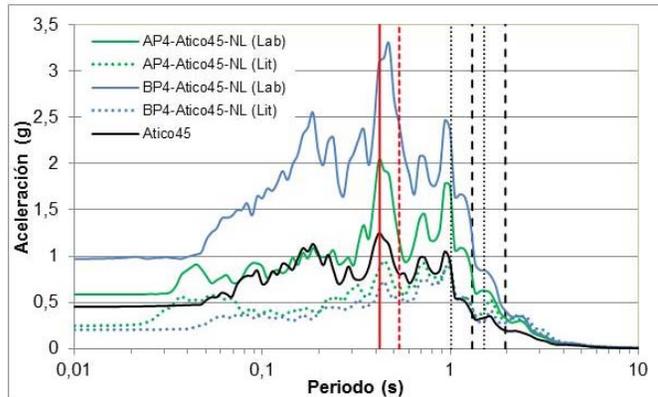
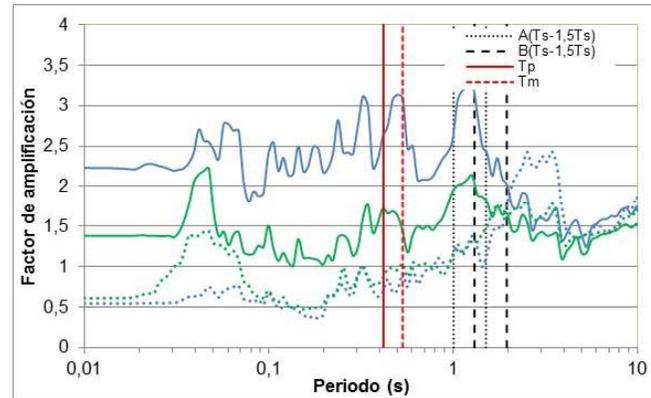
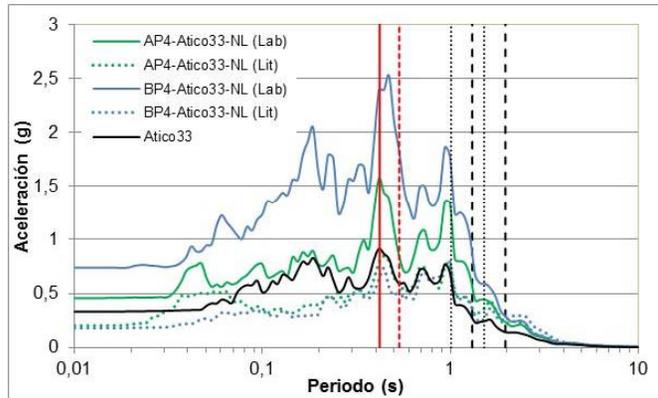
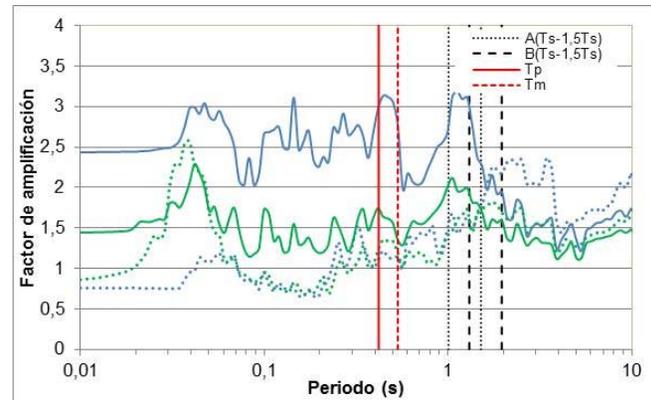
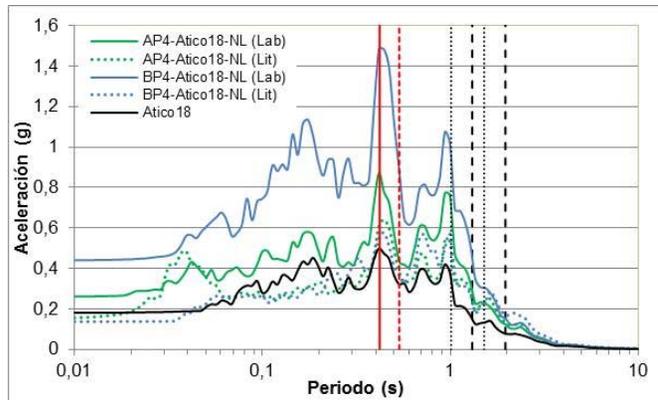
Resultado en la columna 1, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando los materiales por voladura "A", chancado "B" y literatura.



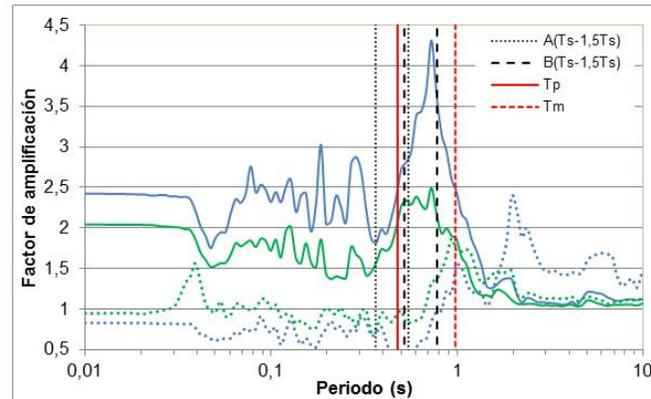
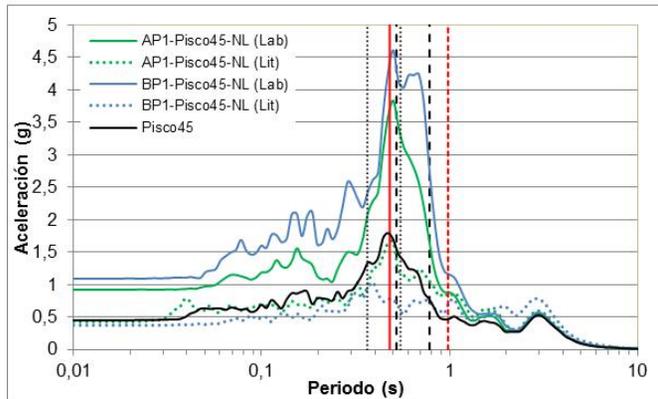
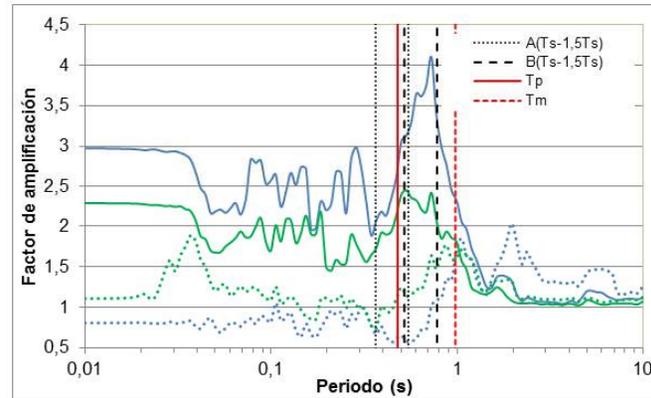
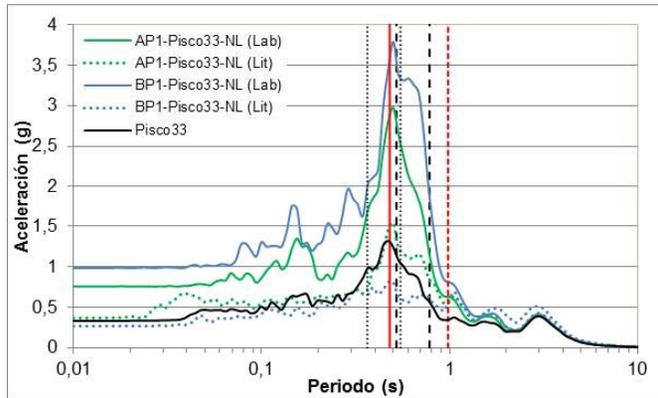
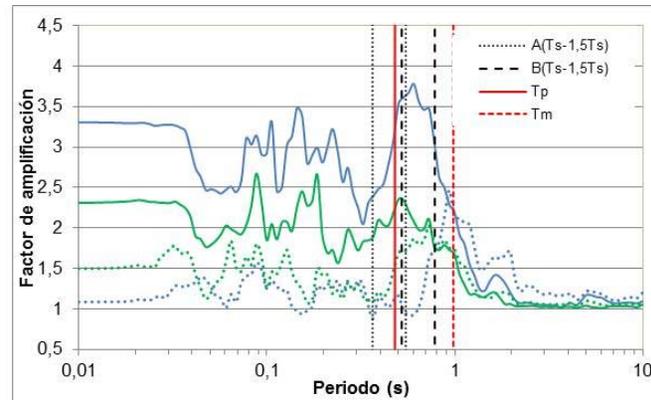
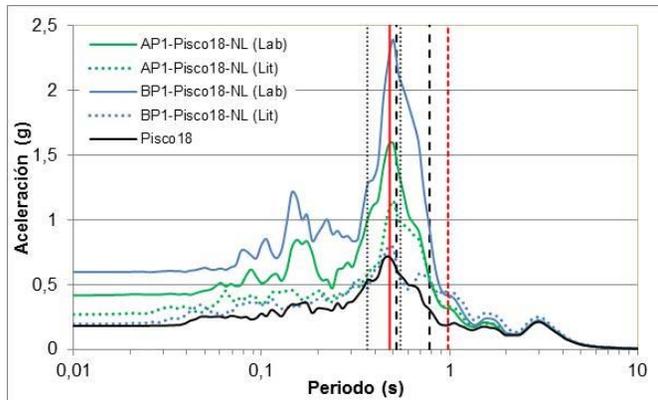
Resultado en la columna 2, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando los materiales por voladura "A", chancado "B" y literatura.



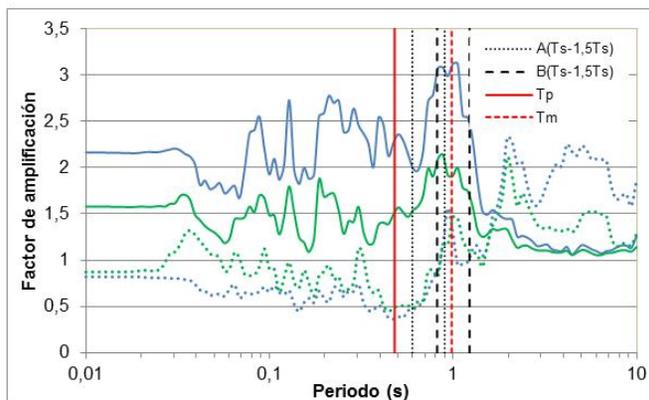
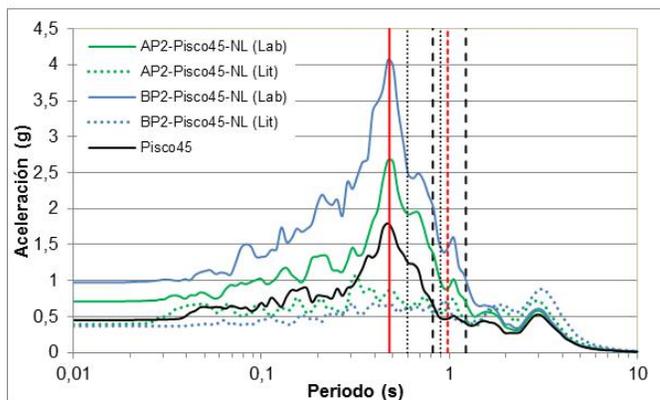
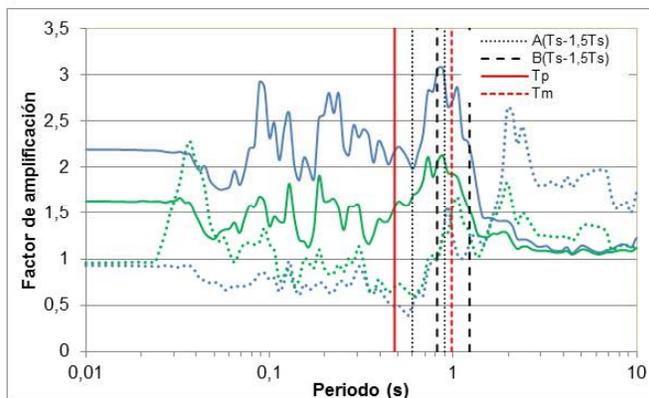
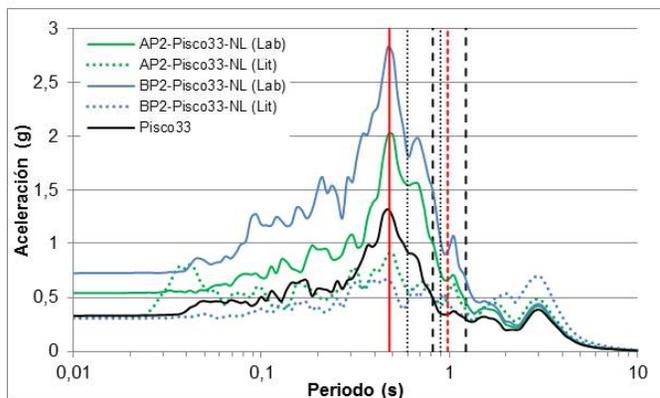
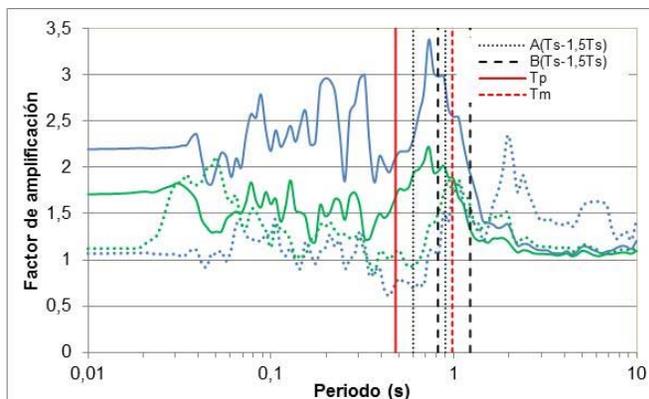
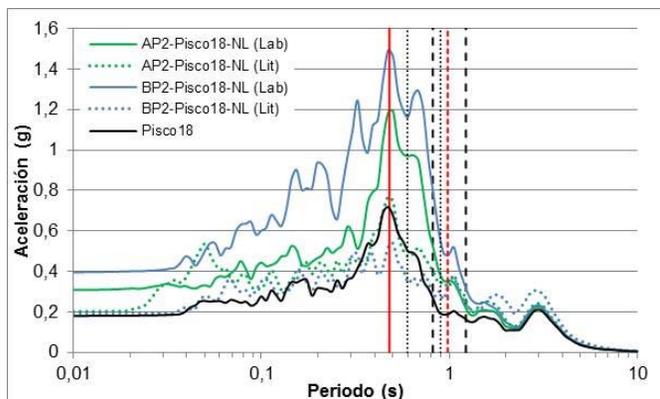
Resultado en la columna 3, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando los materiales por voladura "A", chancado "B" y literatura.



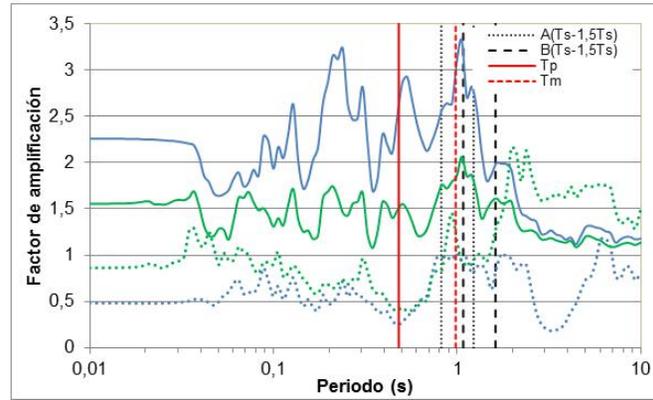
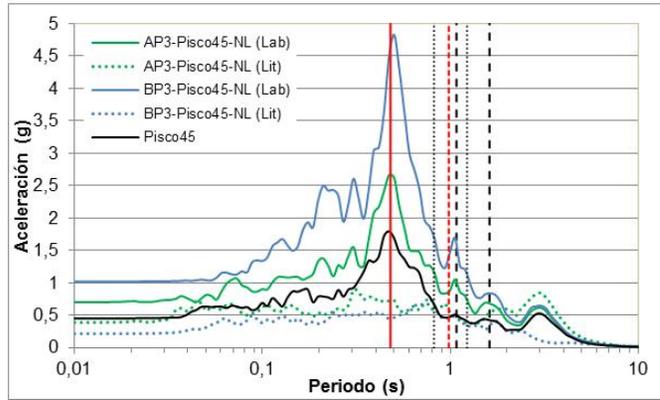
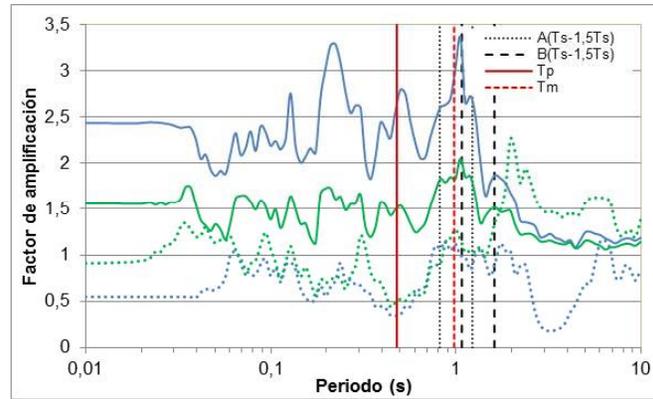
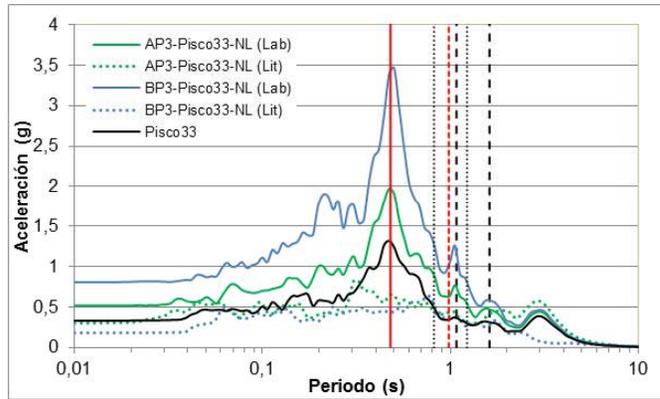
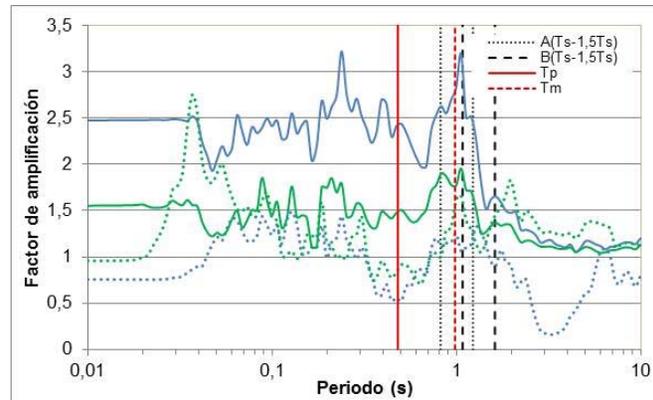
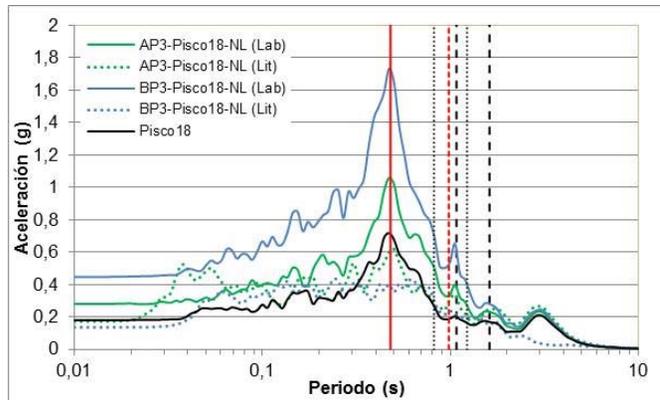
Resultado en la columna 4, para el sismo de Atico, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando los materiales por voladura "A", chancado "B" y literatura.



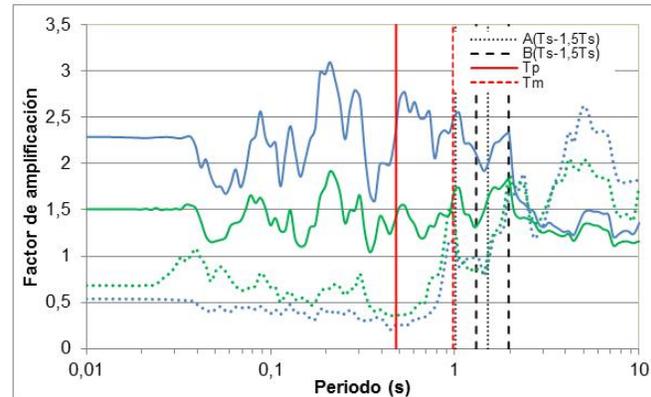
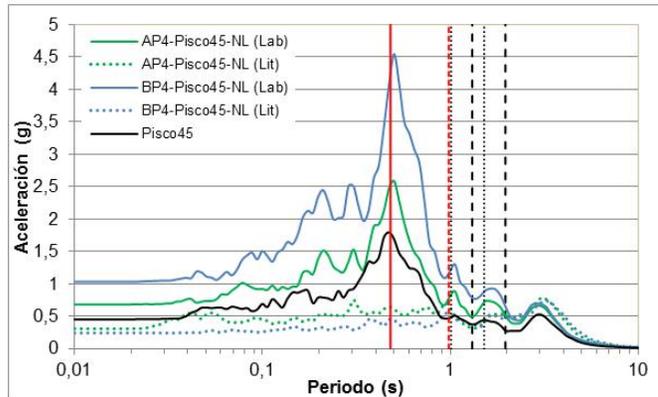
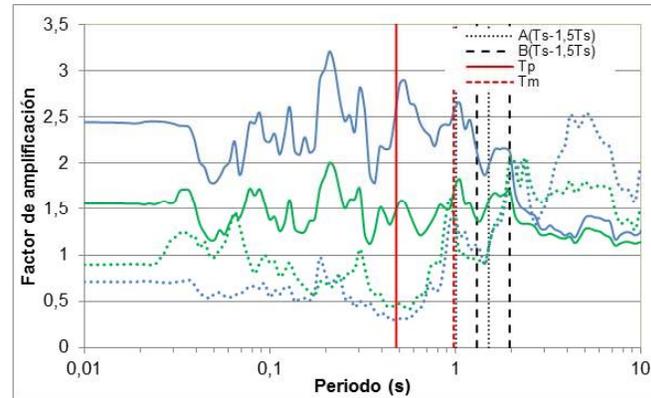
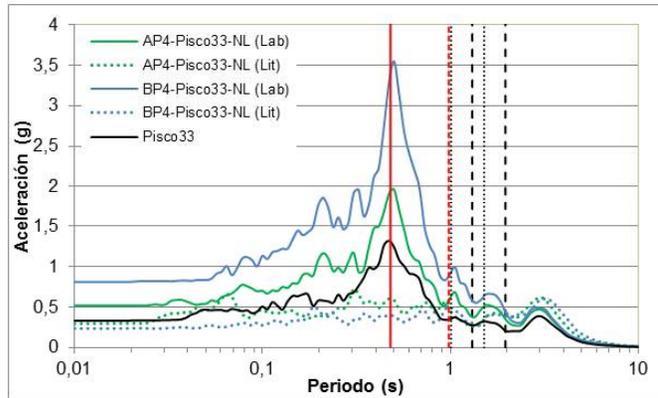
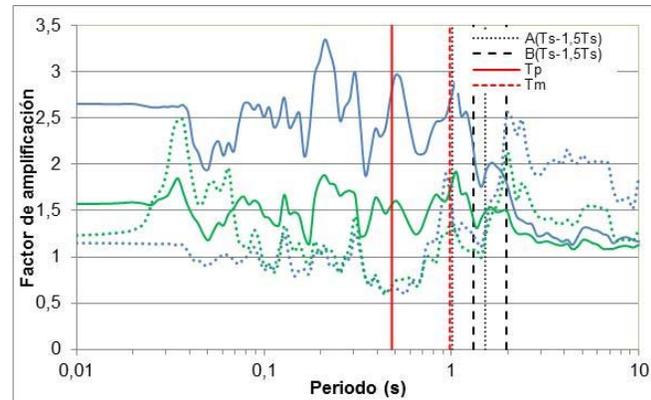
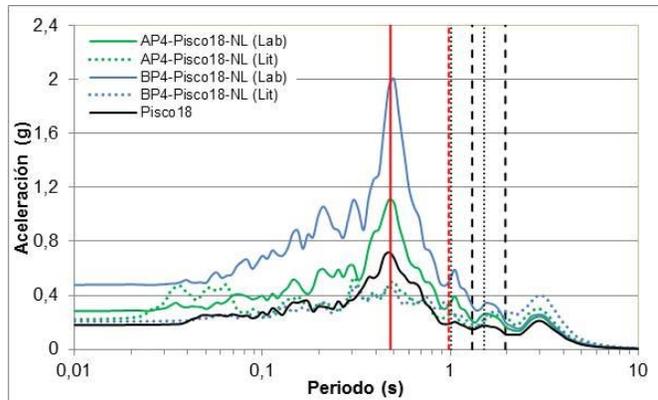
Resultado en la columna 1, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando los materiales por voladura “A”, chancado “B” y literatura.



Resultado en la columna 2, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando los materiales por voladura "A", chancado "B" y literatura.



Resultado en la columna 3, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando los materiales por voladura "A", chancado "B" y literatura.



Resultado en la columna 4, para el sismo de Pisco, escalado linealmente en 3 diferentes PGA de 0,18g, 0,33g, y 0,45g, en el análisis no lineal, comparando los materiales por voladura “A”, chancado “B” y literatura.