

RESPUESTA SÍSMICA LOCAL DE LA PRESA LAS DOS BOCAS UTILIZANDO UN ANÁLISIS NO LINEAL

Local seismic response of the Las Dos Bocas dam, to through a nonlinear analysis

JUAN ARACENA^a y CLAUDIA GERMOSE^b

Cómo citar: Aracena, J., & Germoso, C. (2019). Respuesta sísmica local de la presa Las Dos Bocas utilizando un análisis no lineal. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 2(1), 7-32. Doi: <https://doi.org/10.22206/cyap.2019.v2i1.pp7-32>

Resumen

Uno de los problemas más importantes y comúnmente encontrados en la ingeniería sísmica es la evaluación de la respuesta del terreno donde se ubica la edificación. La respuesta dinámica del suelo es un fenómeno sumamente complejo, que depende de un gran número de variables, tanto de las propiedades del mismo suelo como de la excitación a la que se encuentre sometida. El comportamiento no lineal del suelo durante un evento sísmico tiene un papel predominante en el análisis actual de la respuesta del sitio, lo que indica que su relación esfuerzo-deformación es no lineal e histerética, debido a esto, el enfoque lineal debe ser modificado para proporcionar estimaciones razonables de respuesta del terreno para los problemas prácticos de interés.

En el presente artículo se muestra la influencia, en el análisis de la respuesta sísmica local de la presa de tierra "Las Dos Bocas", ejercida al considerar distintas excitaciones sísmicas, así como las propiedades dinámicas del suelo en función del nivel de deformación inducido. Demostramos cómo la no linealidad puede afectar la amplificación del suelo en función de diferentes fuentes de excitación. Aquí, el comportamiento no lineal con un enfoque en la respuesta del sitio 1-D se desarrolla aplicando un método iterativo para lograr la aproximación lineal equivalente del suelo, basada en las propiedades no lineales del material.

^a Departamento de Ingeniería Civil, Instituto Tecnológico de Santo Domingo (INTEC)
Estudiante de postgrado. Correo-e: juanaracena09@gmail.com

^b Departamento de Ingeniería Civil, Instituto Tecnológico de Santo Domingo (INTEC)
Autor de correspondencia. Correo-e: claudia.germoso@intec.edu.do



Palabras clave: análisis no lineal; dinámica de suelo; análisis respuesta sísmica local; presas de tierra.

Abstract

One of the most important and commonly encountered problems in seismic engineering is the evaluation of the soil response where the building is located. The dynamic soil response is an extremely complex phenomenon, which depends on a large number of variables related with the soil properties and with the excitation to which it is subjected. Non-linear soil behavior during a seismic event has a predominant role in current site response analysis, which consistently indicates that the stress-strain relationship of soils is non-linear and hysteretic, because of this, the linear approach should be modified to provide reasonable estimates of ground response.

In the present paper is shown the influence on the local seismic response analysis of earth dam “Las Dos Bocas” exerted by considering different seismic inputs as well as the dynamic properties of the soil. We demonstrated how nonlinearity can affect the soil amplification based on different excitations sources. Here the non-linear behavior with a focus on 1-D site response is developed applying an iterative method to achieve the equivalent linear approximation of soil, based on nonlinear material properties.

Keywords: Nonlinear soil behavior; soil dynamic; local seismic response analysis; earth dam.

1. Introducción

La isla Hispaniola, que República Dominicana comparte con Haití, se encuentra asentada en el borde Norte de la placa tectónica del Caribe, y como en la mayoría de bordes de placas tectónicas, en los límites de la placa del Caribe, hay una actividad sísmica importante, lo que la convierte en una zona de “alta peligrosidad sísmica”, tanto en el interior de la isla como en su zona marítima.

Durante la ocurrencia de un sismo, se libera la energía de deformación acumulada en las zonas de contacto entre placas tectónicas de forma brusca y relativamente rápida. esta energía liberada se transforma en ondas sísmicas que se propagan, se reflejan, refractan y atenúan por el interior de la Tierra hasta llegar al sustrato rocoso que está situado bajo el terreno de cimentación de la estructura. Por encima de este, las capas de suelo actúan como filtros de frecuencias, de manera que modifican la energía que transmiten a la estructura. Los terrenos blandos amplifican las señales cuyas frecuencias predominantes son bajas (períodos altos). Otros aspectos como el aumento de las presiones intersticiales del terreno durante los terremotos pueden alterar incluso el estado físico de los suelos, ya que se producen fenómenos de licuefacción. Asimismo, pueden producirse otros efectos como roturas del terreno, deslizamientos y caídas de rocas. Dichos fenómenos, conocidos como efectos inducidos, provocan la pérdida de capacidad portante del terreno y son causa directa de daño estructural.

Los terremotos, en los últimos cincuenta años, han demostrado el papel de los efectos del suelo en la distribución y magnitud de los daños. Cuando se produce un terremoto, el suelo circundante y los elementos estructurales pueden mostrar un comportamiento no lineal. En la práctica común, solo se evalúa el comportamiento no lineal de los elementos estructurales, pero, en realidad, el suelo alcanza el límite de su comportamiento elástico antes que los elementos estructurales. En general, los efectos de interacción suelo-estructura se suponen beneficiosos, por lo tanto, se ignoran. Sin embargo, un conocimiento más preciso de la

respuesta sísmica estructural esperada puede permitir reducir el coste de la estructura y mejorar la práctica de la ingeniería sísmica.

La importancia que presenta la respuesta del suelo sobre el que se ubica una estructura ante un posible movimiento sísmico, así como la interacción suelo-estructura en terrenos blandos, son cuestiones que adquieren especial relevancia en el diseño de obras. Ello exige un conocimiento previo de las características de amplificación del suelo. Dado que la no linealidad del comportamiento del suelo es bien conocida (Beresnev, 1996), el enfoque lineal debe ser modificado para proporcionar estimaciones razonables de respuesta del terreno para los problemas prácticos de interés y una mejora en la calidad de datos.

En la actualidad se dispone de un gran número de procedimientos numéricos para estimar la respuesta dinámica de un suelo. Estos procedimientos consideran en mayor o menor medida la complejidad del comportamiento dinámico de los suelos, en los cuales se evidencia un claro comportamiento no lineal (Aki & Ikura, 1991). De todas las metodologías disponibles, la que ha sido utilizada con mayor frecuencia es la propagación unidimensional de onda cortante, utilizando un modelo lineal equivalente.

En regiones sísmicamente activas se reconoce la necesidad de realizar análisis adecuados y de investigar cómo se comportarían las grandes estructuras diseñadas antes de los códigos y prácticas vigentes, durante la ocurrencia de un sismo de magnitud importante. Entre tales estructuras se destacan las presas de embalse, ya que un daño sobre las mismas puede tener efectos en una gran zona de influencia, pueden variar desde pérdidas económicas (por necesidad de reparación de la estructura, inundaciones en cultivos, o verse afectado el sistema de generación de energía o de distribución de agua) hasta la pérdida de vidas humanas por inundaciones en poblados cercanos.

El presente artículo incluye, fundamentalmente, la evaluación de la respuesta sísmica para el punto específico Presa Las Dos Bocas, realizando un análisis no lineal del modelo unidimensional del suelo, teniendo en

cuenta que el depósito de suelo es estratificado, con amortiguamiento y que el lecho rocoso es elástico.

2. Sismicidad y descripción de la zona de estudio

La República Dominicana cuenta con una alta sismicidad, debido a la posición de la isla Hispaniola, lo que provoca que sea considerada como de alto riesgo sísmico. La sismicidad de la República Dominicana se debe básicamente a los movimientos transformantes (falla Septentrional) y de subducción interplacas (falla Hispaniola Norte) entre las placas Norteamericana y del Caribe al norte de la Hispaniola y al noroeste del Canal de la Mona; a la fosa Los Muertos al sur de la isla; a la falla Enriquillo-Plantain Garden al oeste y suroeste de la Hispaniola; a las fallas de Ocoa, Guácara y Hatillo en la zona central del país; y a la probable interacción de varias microplacas dentro de una zona compleja de borde de placa.

Registros históricos e instrumentales dan cuenta de la sismicidad en la Isla Hispaniola. Más de quince terremotos con intensidades $MM \geq VIII$ han ocurrido en o cerca de la isla en los pasados 500 años (Chalas Jiménez, 1989). Todos esos terremotos causaron grandes daños en la República Dominicana. Dignos de mención son los terremotos de 1562, 1673, 1751, 1842 y 1946, por lo que, es de esperarse que en un futuro relativamente cercano el país sea afectado por una fuerte sacudida sísmica, ya que desde 1946 hasta el presente han transcurrido 73 años.

Sin embargo, a pesar del alto riesgo sísmico de nuestro territorio y de la alta probabilidad de ocurrencia de un evento importante en los próximos años, el país no está preparado ni física, ni síquica, ni logísticamente para enfrentar un terremoto de magnitud superior a 7.0 grados en la escala de Richter, puesto que la mayor parte de la población dominicana, por no haber vivido la experiencia del último gran terremoto, tiende a subestimar el riesgo sísmico en el país (León & Ciencias, 2002). Esta subestimación del riesgo sísmico permite que se levanten edificaciones en áreas poco aptas y aunque los códigos de construcción antisísmica ya existen en la República Dominicana, los escasos conocimientos o actualización de

los avances en la ingeniería sísmica pueden obstaculizar los planes de construcción adecuados en zonas sísmicamente vulnerables.

Para esta ocasión este estudio se centrará en el análisis probabilístico de amenaza sísmica de la Presa Las Dos Bocas. El proyecto “Las Dos Bocas” se encuentra aguas arriba de la confluencia de los ríos El Cole y Dos Bocas afluentes del río Vallejuelo, ubicado al suroeste de San Juan de la Maguana, al sureste de El Cercado y al oeste de Vallejuelo, en el lado norte de la sierra de Neyba, la cual está formada por estratos de rocas calizas plegadas que originan una serie de anticlinales y sinclinales que generan las montañas y los valles de la zona.



Figura 1. Presa Las Dos Bocas.

Fuente: Empresa de Generación Hidroeléctrica Dominicana (EGEHID).

3. Comportamiento no lineal

El estudio de leyes constitutivas o modelos del comportamiento dinámico de suelos es necesario debido, fundamentalmente, a que los suelos sometidos a ensayos cíclicos de laboratorio exhiben un comportamiento no lineal e histerético (Hardin & Drnevich, 1972).

Entre los modelos de comportamiento dinámico más empleados se encuentran:

- Correlaciones empíricas de Seed e Idriss (1970)
- Modelo hiperbólico de Hardin y Drnevich (1972)
- Modelo de Ramberg-Osgood (1973)

Estos modelos aceptan como válida la regla de Masing para idealizar la curva esfuerzo deformación del suelo bajo carga dinámica (ver figura 2).

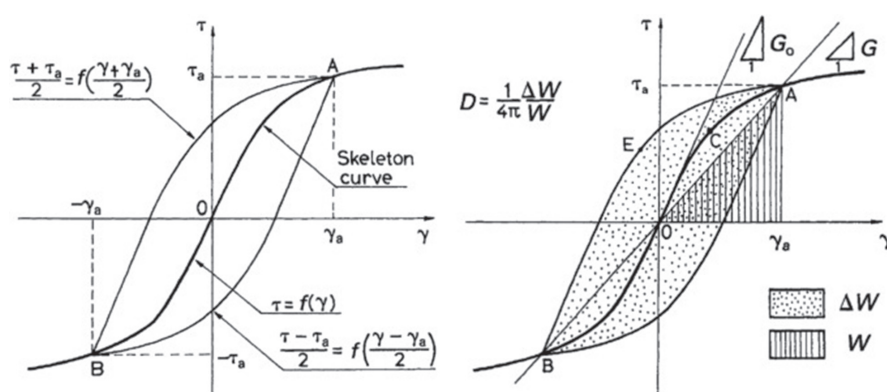


Figura 2. Curva esfuerzo – deformación del suelo bajo cargas dinámicas.

Fuente: Ishihara, 1996.

La regla de Masing establece que la curva esfuerzo-deformación inicial (o virgen) del suelo se expresa como:

$$\tau = f(\gamma) \quad (1)$$

Mientras que las ramas de descarga y de recarga se definen con

$$\frac{\tau - \tau_a}{2} = f\left(\frac{\gamma - \gamma_a}{2}\right) \quad (2)$$

donde τ_a es la amplitud del esfuerzo cortante y γ_a la deformación angular. El comportamiento no lineal del suelo es tomado en cuenta por la dependencia de los parámetros de rigidez (G) y el coeficiente de amortiguamiento del suelo (ζ) en función de la deformación alcanzada por el sismo. El módulo de corte generalmente se define como la pendiente de la línea secante que conecta el punto final del bucle del ciclo de histéresis para una deformación de corte, como se muestra en la figura 2. En términos generales, se pueden obtener dos parámetros importantes “lineales equivalentes” directamente de la curva. El primero es el módulo de corte secante:

$$G = \frac{\tau_a}{\gamma_a} \quad (3)$$

que nos da la información de la inclinación de la curva. El segundo parámetro es el coeficiente de amortiguamiento histerético:

$$\zeta = \frac{W_D}{4\pi W_E} = \frac{\Delta E}{2\pi G \gamma_a^2} \quad (4)$$

donde ΔE es la energía disipada por el suelo en un ciclo y por unidad de volumen (ΔE = área punteada en la curva de la figura 2), W_D es la energía disipada y W_E es la energía máxima de deformación. Los parámetros G y ζ bastan para describir el comportamiento del suelo para cierto tipo de análisis de respuesta del terreno.

4. Modelo lineal equivalente

Los modelos más simples y más comúnmente utilizados para el estudio del comportamiento dinámico de los suelos que trabajan con la teoría de la elasticidad son los modelos de suelo lineal equivalentes, que consideran a un suelo como un material viscoelástico lineal. En ellos el comportamiento no lineal es tenido en cuenta mediante la dependencia de los parámetros de rigidez (G) y amortiguamiento del suelo (ζ) con la deformación. Sin embargo, no permiten que se desarrollen deformaciones permanentes. La rigidez del suelo es caracterizada normalmente por el

módulo de corte máximo (G_{\max}), el cual se encuentra para pequeñas deformaciones, y por una curva de reducción del módulo (G/G_{\max}) en la que se observa como el módulo de corte decrece para grandes deformaciones. El comportamiento amortiguador del suelo queda caracterizado por el coeficiente de amortiguamiento (ζ) que crece al crecer la amplitud de la deformación.

El módulo de corte dinámico y la relación de amortiguamiento en función de la deformación alcanzada por el sismo fueron primero introducidos por Seed e Idriss (1970) y esencialmente a análisis lineales equivalentes. Tales curvas fueron desarrolladas para diferentes materiales del suelo; por ejemplo, curvas para arena y arcilla fueron propuestas por Seed e Idriss (1970), y para grava, por Seed, Wong, Idriss, y Tokimatsu (1986). Estos autores proponen las curvas de degradación G/G_{\max} y la relación de amortiguamiento de acuerdo con los niveles de deformación para diferentes tipos de suelo. Por ejemplo, en las siguientes validaciones de este trabajo consideramos las curvas relacionando el módulo de corte y la relación de amortiguamiento que se muestran en la figura 3 para arena, arcilla y roca, respectivamente.

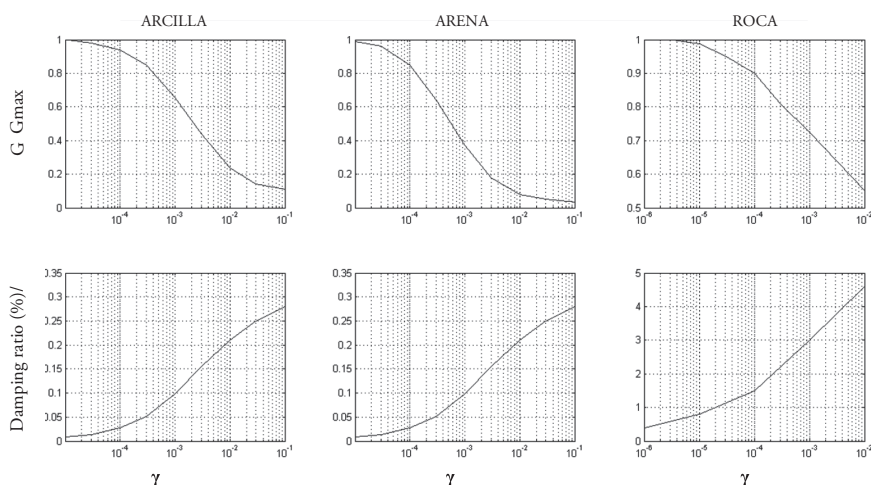


Figura 3. Curvas de G/G_{\max} y amortiguamiento ζ , en función de la deformación, para arena, arcilla y roca.

Fuente: Seed e Idriss, 1970.

5. Movimiento en el afloramiento rocoso

Generalmente, el movimiento de control utilizado para el análisis de suelo se define en superficie mediante un espectro de respuesta o una historia temporal correspondiente a la base rocosa por lo que se conoce como “Afloramiento rocoso”. A partir de él se precisa predecir el movimiento en el sustrato rocoso cubierto por el depósito de suelos. Este problema se ha resuelto para el caso especial de un sistema de capas que cubre a un semiespacio elástico, uniforme y lineal. En Germoso (2015) se justifica que en la base de la columna de suelo el medio espacio del lecho de roca puede ser reemplazado por un esfuerzo cuyo comportamiento está modelado por:

$$\tau_0^* = \rho C_s \dot{U}_s - \rho C_s \dot{U}_o^* \quad (5)$$

donde ρ es la densidad de la roca madre, C_s la velocidad de la onda de corte, \dot{U}_s la velocidad del afloramiento de roca, \dot{U}_o^* la velocidad en la base de la columna del suelo, que coincide con la interfaz del medio suelo-roca madre y τ_0^* es el esfuerzo cortante en esa posición. En Germoso (2016) esta condición límite se aplicó en la base del depósito del suelo que se analizó en el régimen no lineal, teniendo en cuenta los efectos del medio espacio subyacente de la roca madre.

6. Análisis de respuesta de sitio Presa Las Dos Bocas

Para el análisis de la respuesta de sitio, se deben considerar varios factores, la descripción del perfil geológico, que nos dará información de los valores iniciales de las propiedades dinámicas y de la estratigrafía del depósito de suelo, la clasificación sísmica del sitio, en el que se tomará en consideración la alta sismicidad y si la zona de estudio pertenece a un campo lejano o cercano y las aceleraciones máximas esperada en roca. Una vez establecidos estos parámetros se procede a la determinación del comportamiento no lineal del suelo, en el que se considerará el modelo lineal equivalente descrito anteriormente; en este método el comportamiento no lineal se ajustará en un proceso iterativo para obtener un nivel efectivo de deformación de corte inducido por el suelo. En el proceso de análisis se toman valores estimados de módulo de corte y amortigua-

miento para un sismo de entrada y se calcula la deformación efectiva de corte para un tipo de suelo con sus diferentes estratos.

6.1. Descripción del perfil geológico

Para determinar la geología específica del sitio de presa, Betances y Ciriaco (2015) realizaron un programa de investigación del subsuelo mediante la ejecución de una campaña de sondeos mecánicos con extracción de núcleos de roca y realización de ensayos Lugeon, indicando las siguientes características:

1. Se perforaron siete sondeos, y fueron numerados desde el No. 6 hasta el No. 12.
2. Los siete sondeos fueron distribuidos en toda la longitud de la fundación de la presa, desde la margen izquierda hasta la margen derecha y en el lecho del río.
3. Los sondeos No. 6, 7, 8, 10 fueron verticales, mientras los sondeos No. 9, 11 y 12 fueron inclinados 35° hacia la margen derecha, contra el buzamiento de los estratos.
4. En los sondeos verticales se ejecutaron ensayos de penetración (SPT).
5. En la margen izquierda, el sondeo No. 10 atraviesa en toda su longitud estratos de lutita de color crema, los cuales muestran una secuencia de estratos medianamente estructurados y consolidados, de manera ocasional intercalada con estratos más rígidos y fracturados de limolita.
6. Los sondeos 6 y 11 atraviesan una terraza aluvial con un espesor promedio de 14 m de profundidad y continúan dentro de una secuencia estratigráfica de lutita y limolita y dada su buena calidad, la roca base con mejores condiciones geotécnicas para la fundación de la presa. La cota media del techo de esta terraza es 875.50 msnm, aproximadamente, siendo la profundidad media de los sondeos de 37.5 m. La roca base se encuentra en la cota 862 msnm, aproximadamente.
7. El sondeo 12 atraviesa el aluvial en una terraza más baja, aproximadamente en la cota 864 msnm. Tiene una profundidad de 25 m y encuentra la roca base a 3.60 m de profundidad, en la cota 861 msnm.

6.2. Geofísica y Geotecnia

Para dar soporte a los estudios de respuesta dinámica del suelo del sitio a las excitaciones sísmicas, además de la descripción geológica, se pudo conocer la columna estratigráfica del sitio y las propiedades de los suelos a través de la campaña de sondeos mecánicos con extracción de núcleos de roca. Las velocidades de corte en cada uno de los estratos del suelo se determinaron con una campaña geofísica realizada por la empresa Geoconsult, mediante el método MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*), hasta una profundidad de 30 m.



Figura 4. Perfiles de refracción sísmicas en planta.

Fuente: Betances, 2015.

Las velocidades de la onda de corte V_s , han sido calculadas para diferentes estratos. Las figuras 4 y 5, muestran el perfil de refracción sísmica MASW-4 y las velocidades de las ondas de corte V_s , respectivamente. El Estudio Geotécnico consistió en la realización de siete (7) sondeos en el eje de la Presa, con profundidades que van desde 25.00 m a 45.00 m.

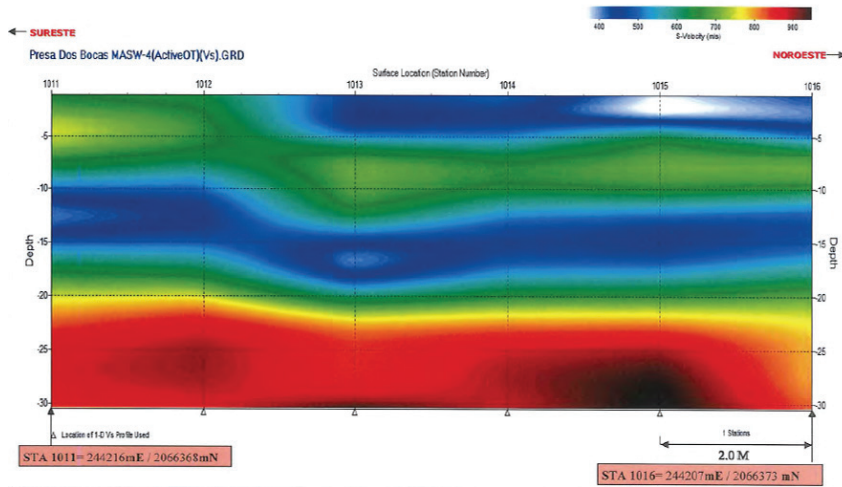


Figura 5. Perfil de Refracción Sísmica MASW-4.

Fuente: Betances, 2015.

Para el presente estudio se eligió como perfil del suelo uno de los sondeos que se consideró como el más representativo del suelo subyacente, para fines de obtener la respuesta dinámica. Esta columna de suelo, con la descripción estratigráfica y geológica de los distintos estratos, le corresponde al sondeo SDB-6, mostrado en la tabla 1.

Tabla 1. Reporte de Sondeo SDB-6

Profundidad (m)		Descripción	Velocidad de onda de corte (m/s)	Densidad (kn/m ³)	Módulo de corte (mpa)
Desde	Hasta				
0.00	2.25	Arcilla Marrón	370.00	16.00	223.36
2.25	3.15	Marga Calcárea	450.00	18.00	371.69
3.15	4.95	Lutita Marrón Claro (Roca)	550.00	20.00	616.93
4.95	9.90	Lutita Marrón Claro (Roca)	600.00	20.00	734.20
9.90	12.45	Lutita Marrón Claro (Roca)	670.00	20.00	915.50
12.45	15.30	Lutita Marrón Claro (Roca)	750.00	20.00	1147.18
15.30	20.50	Lutita gris (Roca)	950.00	21.00	1932.62
20.50	35.10	Limolita (Roca)	1000.00	21.00	2141.41

Fuente: Betances, 2015.

6.3. Fuentes Sísmicas

La amenaza sísmica de la Presa Las Dos Bocas comprende todas las fallas geológicas y áreas de fuentes activas dentro de un radio de 200 Km a partir de la localización del proyecto, incluyendo la Zona de Deformación Hispaniola Norte, la falla Septentrional, la Zona de Deformación Fosa Los Muertos, la falla Enriquillo-Plantain Garden, y las zonas de fallas Ocoa-Matieux-Neyba y Guácara-Hatillo-Bonao, como se muestra en la figura 6.

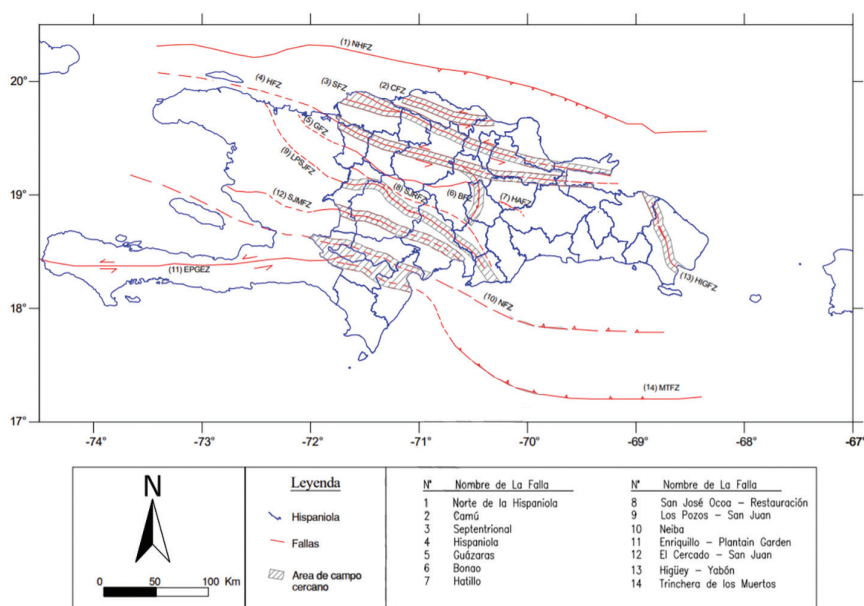


Figura 6. Mapa de fuentes sísmicas Presa Las Dos Bocas.

Fuente: Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, 2011.

6.4. Clasificación sísmica del sitio

6.4.1. Zona Sísmica

Según el *Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras*, el R-001, la República Dominicana se considera dividida en dos zonas, de acuerdo a sus niveles de aceleración sísmica espectral de referencia S_s , para

un período de retorno de 2,475 años, con una probabilidad de excedencia de un 2 %, en 50 años. Y según la tabla 2 (artículo 10, p. 7) del reglamento, la Provincia San Juan pertenece a la Zona Sísmica II.

1. Zona I: zona de alta sismicidad. Aceleración sísmica espectral de referencia mayor que 0.95 g.
2. Zona II: zona de mediana sismicidad. Aceleración sísmica espectral de referencia menor o igual que 0.95 g.

6.4.2. Clasificación de sitio

El Proyecto Presa Las Dos Bocas se encuentra a más de 5 km de la falla más cercana (El Cercado-San Juan) por lo que se clasifica como campo lejano. El R-001, en su artículo 12, establece que los suelos serán clasificados según se indica en la figura 7 del reglamento (figura 7) en función de las velocidades de ondas de corte V_s y/o el número de golpes del ensayo de penetración estándar “N”, o usando la resistencia al corte sin drenar, S_u .

Clasificación del Sitio	Designación	Propiedades Promedio en los Primeros 30m		
		Velocidad Onda de Corte V_s (m/s)	Resistencia Penetración Estandar \bar{N}	Resistencia al corte de Suelo sin drenar S_u (Kg/cm ²)
A	Roca Fuerte	$V_s > 1,500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1,500$	N/A	N/A
C	Suelo muy Denso y Roca Blanda	$360 < V_s \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$S_u \geq 1.0$
D	Suelo Rígido	$180 < V_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$0.5 < S_u \leq 1.0$
E	Suelo Blando	$V_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$S_u < 0.5$
E	-	Además, se considera un suelo tipo E, cualquier capa de suelo con más de 3 m que tenga las siguientes características: 3. Índice de Plasticidad ^(a) $PI > 20$. 4. Contenido de Humedad ^(b) , $w \geq 40\%$. 5. Resistencia al Cortante sin drenar ^(c) , $S_u < 0.2 \text{ kg/cn/m}^2$		

Figura 7. Clasificación del sitio (R-001).

Fuente: Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, 2011, p. 10.

En el perfil MASW-4(2-D), figura 5, de la velocidad de onda de corte (V_s) en los primeros 5.0 metros de profundidad los valores de velocidad varían entre 370 y 550 m/s (colores azules), debajo de este estrato y hasta los 10.0 – 12.5 metros de profundidad los valores de velocidad varían entre 750 y 950 m/s (colores amarillos, naranjas y rojos). Desde 12.5 hasta los 20.0 de profundidad aproximadamente los valores de velocidad varían entre 600 y 720 m/s (colores verdes). La velocidad promedio de la onda de corte en los primeros 30.0 metros de profundidad ($V_{s(30)}$), muestra valores de $V_{s(30)}$ comprendidos entre 598 y 645 m/s. Estas velocidades son mayores de 360 m/s y menores de 760 m/s. Según el R-001, figura 7, para este rango de velocidades la clasificación sísmica del sitio es C.

6.5. Aceleración máxima del terreno

Se han realizado construcciones importantes en zonas cercanas al sitio de la Presa Las Dos Bocas, tales como la Presa Monte Grande y Presa Yacahueque. Y puesto que las aceleraciones contenidas en el R-001 son un tanto genéricas, para el diseño de estos proyectos se realizaron análisis probabilístico en términos de aceleraciones en la base rocosa, obteniendo así resultados que coinciden bastante con los obtenidos en estudios similares realizados en el país.

Tres aceleraciones máximas fueron obtenidas en el Estudio Probabilístico de Amenaza Sísmica en la Base rocosa, para el sitio Presa Yacahueque. Estos valores de aceleraciones máximas, determinados para diferentes niveles de riesgo, serán los que utilizaremos para el sitio de la Presa Las Dos Bocas, y son los siguientes:

1. Para una probabilidad de excedencia de un 10 % en 50 años, es decir, para un Periodo de Retorno de 475 años, $PGA= 0.308$ g.
2. Para una probabilidad de excedencia de un 5 % en 50 años, es decir, para un Periodo de Retorno de 975 años, $PGA= 0.397$ g.
3. Para una probabilidad de excedencia de un 2 % en 50 años, es decir, para un Periodo de Retorno de 2,475 años, $PGA= 0.526$ g.

Estas aceleraciones son utilizadas en este estudio para escalar una suite de registros acelerográficos de terremotos reales.

6.6. Selección de terremotos específicos del sitio

Para este estudio, dado la falta de registros sísmicos de aceleraciones fuertes en la zona, será necesario utilizar registros sísmicos que corresponden a fuentes sismo tectónicas con mecanismos focales iguales a los de las fuentes sísmicas asignadas al sitio de la Presa Las Dos Bocas, localizadas a distancias similares y registrados por estaciones acelerográficas situadas sobre terrenos con propiedades dinámicas similares a las del suelo en el lugar del proyecto. Los registros seleccionados corresponden a los presentados en la tabla 2.

Tabla 2. Terremotos Seleccionados

Fecha	Nombre	Nombre de Estación	Magnitud (Mw)	Tipo de Suelo	Dist. a la Ruptura (km)
15/04/1979	Montenegro	Bar-Skupstina Opstine	6.9	C	16
13/03/1992	Erzincan	Erzincan-Meteorologij Mudurlugu	6.6	C	13
07/09/1999	Ano Liosia	Athens 3 (Kallithea District)	6.0	C	16

Los valores de aceleraciones máximas determinados para los períodos de retorno de 475, 975 y 2475 años, serán los que utilizaremos en el análisis de respuesta de sitio para escalar los registros acelerográficos de los sismos presentados en la tabla 2. En las figuras 8, 9 y 10 se presentan los registros, sin escalar, de los terremotos seleccionados.

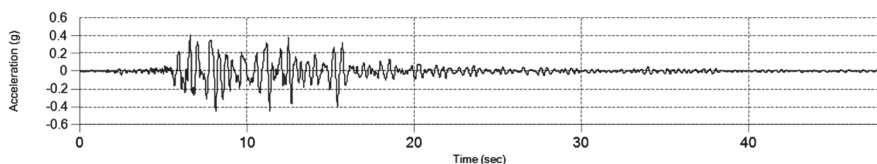


Figura 8. Tiempo vs Aceleración. Sismo de Montenegro 1979.

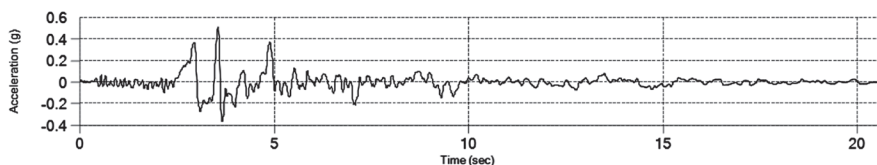


Figura 9. Tiempo vs Aceleración. Sismo de Erzincan 1992.

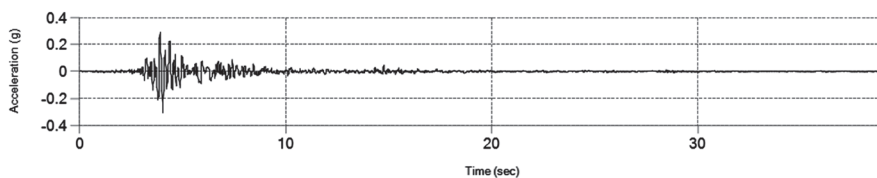


Figura 10. Tiempo vs Aceleración. Sismo de Ano Liosia 1999.

7. Resultados

A través del programa de cálculo EERA (*Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses*, Bardet Ichii & Lin, 2000), que aplica la hipótesis del comportamiento no lineal mediante un análisis lineal equivalente del suelo empleando el procedimiento numérico para un modelo de suelo unidimensional, se muestran los resultados del análisis de respuesta sísmica de sitio. Para el análisis utilizaremos los registros acelerográficos de los sismos presentados en la tabla 2, escalados para los valores de aceleraciones máximas determinados para los períodos de retorno de 475, 975 y 2475 años.

Los resultados presentados en esta sección son considerando la señal de entrada como un movimiento en el afloramiento (ver sección 5). En la figura 11, EERA nos muestra la variación del módulo de corte, los perfiles velocidades sísmicas de corte, y la variación de la densidad en profundidad tomados como valores iniciales del modelo.

La figura 12 muestra, para los tres terremotos con un periodo de retorno de 2475 años, la variación con la profundidad de la deformación de corte máxima, la relación $G/G_{\text{máx}}$ y la relación de amortiguamiento en cada una de las etapas de iteración del cálculo. El proceso de cálculo se efectuó hasta alcanzar la convergencia, que en ningún caso requirió más de 8 ciclos de iteración. Se puede observar cómo en una primera etapa de iteración, la relación $G/G_{\text{máx}}$ es igual a 1, y la relación de amortiguamiento toma valores bajos, correspondientes a niveles de deformación bajo, y a medida que se van realizando las demás iteraciones, las distribuciones de la relación $G/G_{\text{máx}}$ y la relación de amortiguamiento convergen hacia sus valores finales.

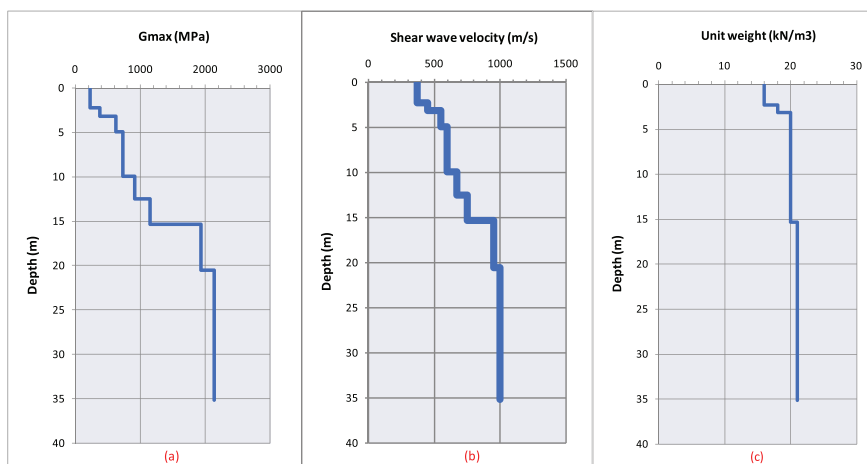
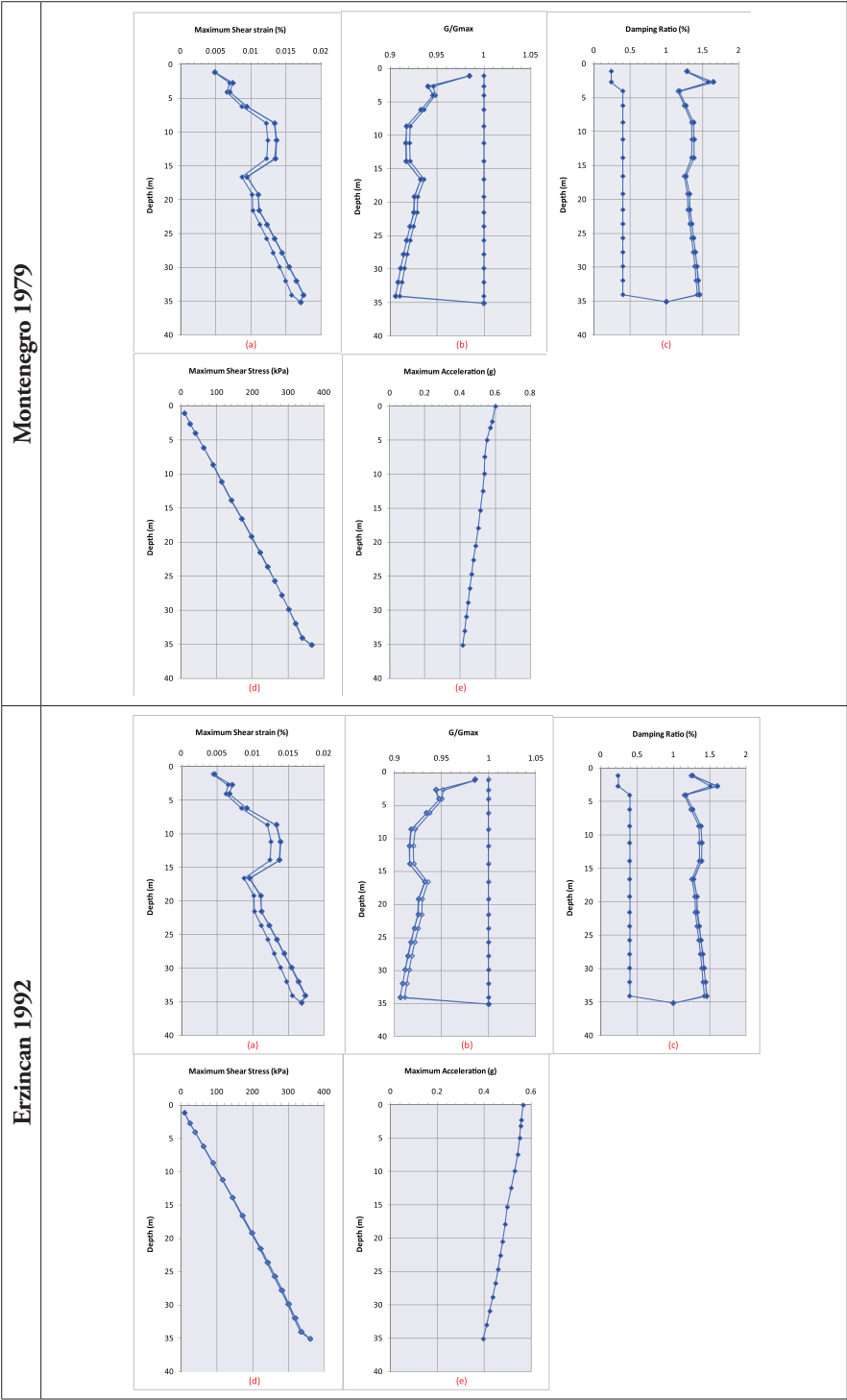


Figura 11. Para la columna litológica propuesta se muestran: (a) la variación del módulo de corte máximo ($G_{\text{máx.}}$) con la profundidad, (b) los perfiles de velocidades sísmicas de corte y (c) la variación de la densidad en profundidad.

Además, se muestra el esfuerzo cortante máximo y la aceleración máxima convergente en cada uno de los estratos, durante las iteraciones; en ellos podemos observar la influencia de la carga sísmica en los valores finales del módulo de corte, amortiguamiento y esfuerzo de corte máximo, es decir, que independientemente de la máxima aceleración esperada en roca los valores de las propiedades del suelo se ven influenciado por el tipo de movimiento sísmico.



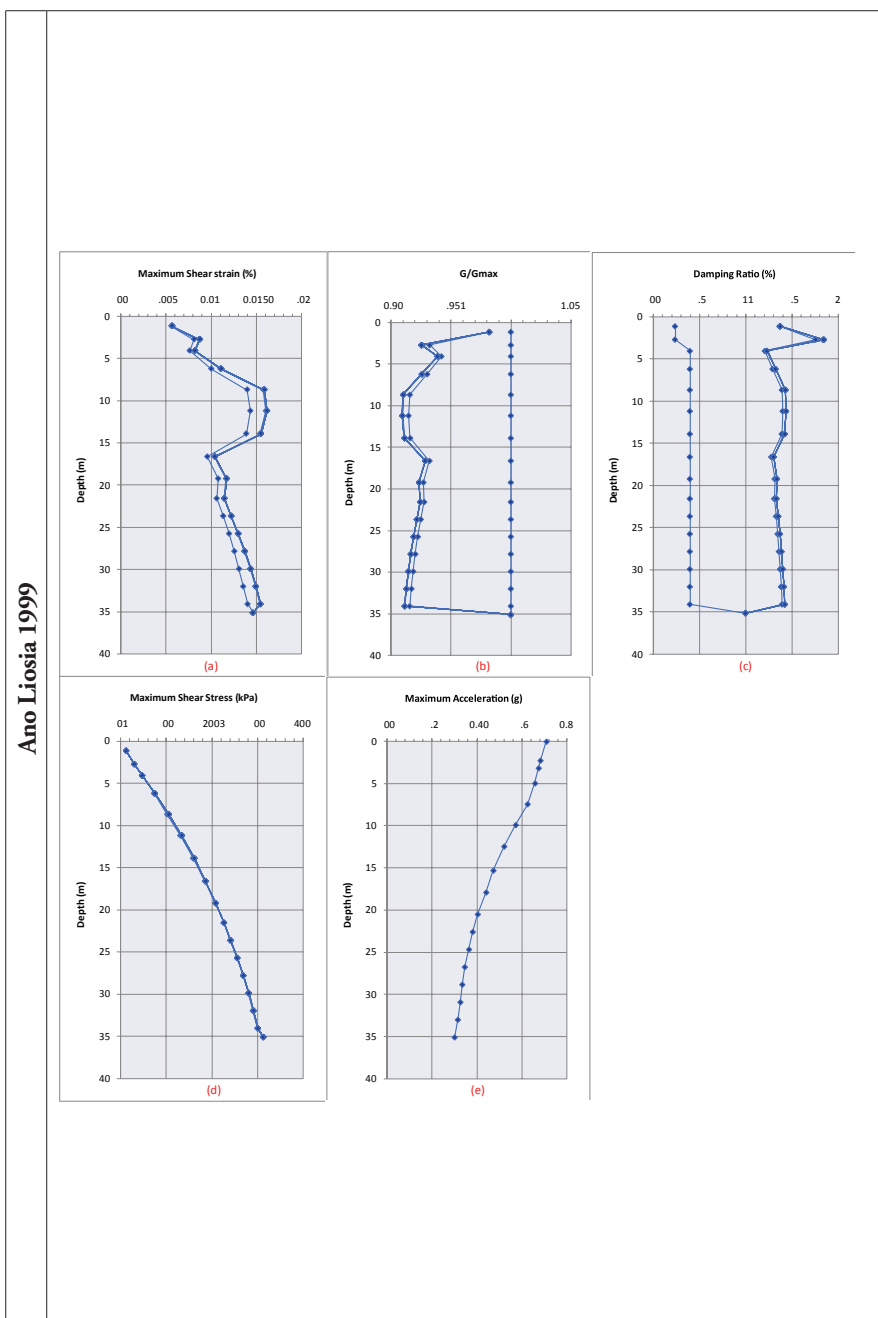


Figura 12. Variación con la profundidad de cada iteración: (a) deformación de corte máxima, (b) la relación G/G_{\max} , (c) la relación de amortiguamiento, (d) esfuerzo cortante máximo y (e) aceleración máxima. Periodo de retorno de 2,475 años.

La figura 13 muestra los tres terremotos con un periodo de retorno de 2475 años, las historias de tiempo calculadas de aceleración, velocidad y desplazamiento relativo con respecto a la superficie libre.

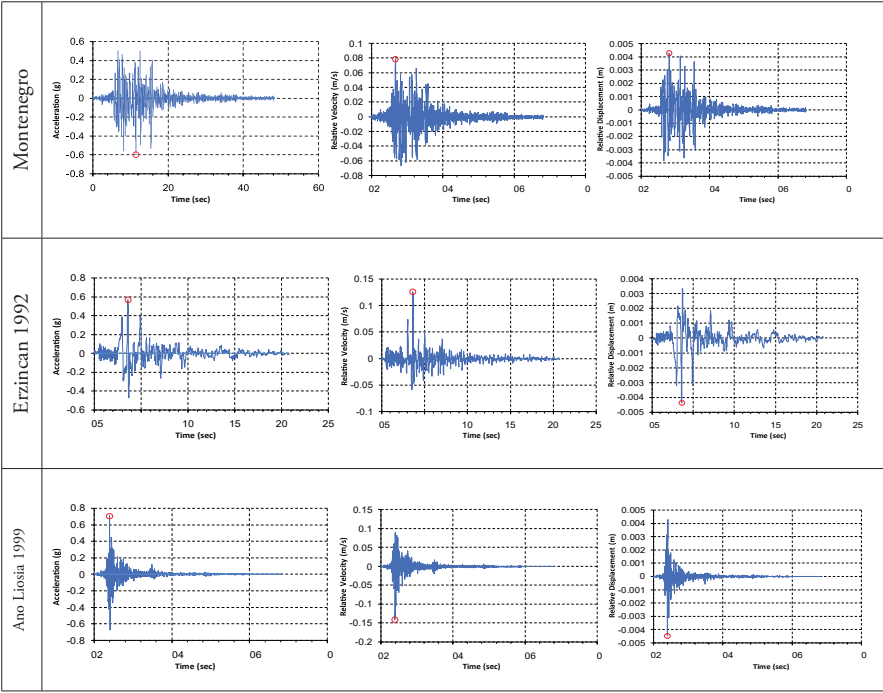


Figura 13. Historias de tiempo calculadas de aceleración, velocidad y desplazamiento relativo en la superficie libre. Periodo de retorno de 2,475 años.

Tabla 3. Valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento. Periodo de retorno de 475, 975 y 2475 años

Sismo	Periodo de Retorno (años)	Aceleración Máxima (g)	Velocidad Máxima (m/s)	Desplazamiento Máximo (m)
Montenegro 1979	475	0.350	0.0438	0.0024
	975	0.452	0.0578	0.0032
	2475	0.599	0.0788	0.0043
Erzincan 1992	475	0.330	0.0706	0.0024
	975	0.426	0.0929	0.0032
	2475	0.567	0.1261	0.0044
Ano Liosia 1999	475	0.4110	0.0786	0.0025
	975	0.5300	0.1035	0.0033
	2475	0.7030	0.1406	0.0045

El desplazamiento relativo y la velocidad se evalúan con relación a la parte inferior del perfil del suelo. Obteniéndose para los diferentes periodos de retorno los valores máximos que se observan en la tabla 3. La figura 14 muestra, para los tres terremotos con un periodo de retorno de 2475 años, el espectro de Fourier de la superficie libre (de salida). El espectro de Fourier es el producto de la función de transferencia que relaciona la base rocosa (movimiento de entrada) y la superficie libre, se puede observar la variación del contenido en frecuencia en función de la señal de entrada.

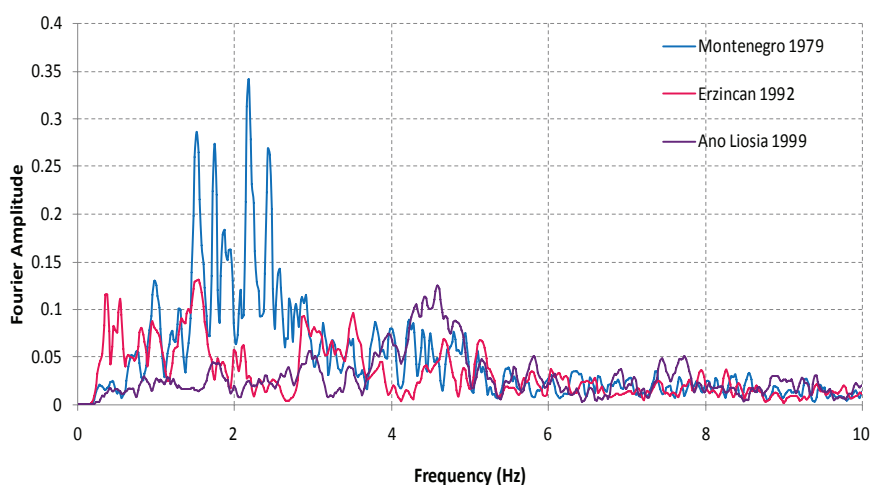


Figura 14. Espectro de Fourier de aceleración de la superficie libre. Periodo de retorno de 2475 años.

La figura 15 muestra, para los tres terremotos con un periodo de retorno de 2475 años, los Espectros de respuesta de aceleración. Se puede observar que la máxima aceleración espectral es de 2.69 g, generada por el sismo de Ano Liosia (1999). Los valores de máximas aceleraciones espectrales, para los sismos analizados, se encontraron en un intervalo de período relativamente corto, de 0.18 a 1 segundos, donde se muestran valores muchos más altos que los considerados en las regulaciones de República Dominicana, los cuales deberían investigarse más a fondo. En cambio, para periodos entre 0.01 – 0.1 y 1 - 10 segundos se muestran resultados más acordes, que varían en función del movimiento de entrada.

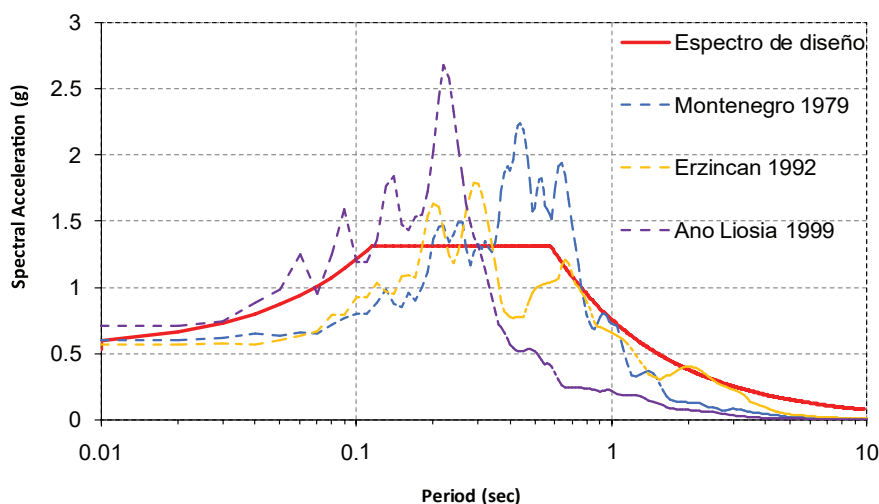


Figura 15. Espectros de respuesta de aceleración. Periodo de retorno de 2475 años.

8. Conclusiones

Se ha llevado a cabo un análisis de respuesta sísmica local en la presa Las Dos Bocas, basado en una aproximación lineal equivalente 1D del comportamiento no lineal del suelo y utilizando de entrada tres movimientos fuertes muy diferentes. Se puede observar que la respuesta está fuertemente influenciada no solo por la geología del sitio local, sino también por las características de los movimientos de entrada en sí. Los resultados de aceleraciones espectrales en la superficie comparados con las normativas en la República Dominicana muestran diferencias significativas; así, los resultados de este estudio evidencian valores más alto en el espectro de diseño para un rango de periodos. Hay que tomar en cuenta que las aceleraciones máximas esperadas en rocas no fueron tomadas de los reglamentos sísmicos del país, lo cual puede influenciar los resultados, sino que fueron obtenidas de estudios de amenaza sísmica realizados en diferentes proyectos (Proyectos Región Sur-Oeste) para distintas zonas, una de las cuales fue la presa Las Dos Bocas. Estos estudios dieron como resultados mayores aceleraciones esperadas en roca que las consideradas en la normativa sísmica.

9. Reconocimientos

Esta investigación fue financiada por el Fondo Nacional para la Innovación y el Desarrollo Científico y Tecnológico (FONDOCyT). Estamos muy agradecidos por el apoyo recibido.

10. Referencias

- Aguirre, J., & Irikura, K. (1995). Preliminary analysis of non-linear site effects at port island vertical array station during the 1995 hyogoken-nambu earthquake. *Journal of natural disaster science*, 16(2), 49-58.
- Aki, K., & Irikura, K. (1991). Characterization and mapping of earthquake shaking for seismic zonation. In *Proceedings of the Fourth International Conference on Seismic Zonation* Vol. 1, pp. 61-110.
- Bardet, J. P., Ichii, K., & Lin, C. H. (2000). *EERA: a computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits*. California, EE. UU.: University of Southern California, Department of Civil Engineering.
- Betances, D. Ciriaco, R. (2015). Proyecto “Presa Las Dos Bocas” *Informe Geológico y Diseño de las Inyecciones*.
- Beresnev, I. A., & Wen, K. L. (1996). Nonlinear soil response - a reality? *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(6), 1964-1978.
- Chalas Jiménez, J. A. (1989). Probabilidad de un Sismo Catastrófico en la República Dominicana. Historia Sísmica, Predicción y Magnitudes Esperadas. Instituto Panamericano de Geografía e Historia, No. 31.
- Gerolymos, N., & Gazetas, G. (2005). Constitutive model for 1-D cyclic soil behaviour applied to seismic analysis of layered deposits. *Soils and Foundations*, 45(3), 147-159.
- Germoso, C. (2015). Real-Time Dynamic PGD Calculation of Non-Linear Soil Behavior (Doctoral dissertation, Industriales (UPM), Madrid, España).
- Germoso, C., Aguado, J. V., Fraile, A., Alarcon, E., & Chinesta, F. (2016). Efficient PGD-based dynamic calculation of non-linear soil behavior. *Comptes Rendus Mécanique*, 344(1), 24-41.

- Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 98(sm7).
- H.B. Seed, I.M. Idriss. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. *Report No. EERC 70-10*, California, EE. UU.: Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Ishihara, K. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. S/c: Oxford Engineering Science Series
- León, O., de & Ciencias, A. de (2002). *Riesgo sísmico en la República Dominicana*. Academia de Ciencias.
- Mann, P., Draper, G., and Lewis, J. F. (1991). An overview of the geologic and tectonic development of Hispaniola. Geologic and tectonic development of the North America-Caribbean plate boundary in Hispaniola. *Geological Society of America Special Paper*, 262, 1-28.
- Meli, R., Faccioli, E., Muria-Vila, D., Quaas, R., & Paolucci, R. (1998). A study of site effects and seismic response of an instrumented building in Mexico City. *Journal of earthquake engineering*, 2(1), 89-111.
- Roesset, J.M. and Whitman, R.V. (1969). Theoretical Background for Amplification Studies, Research Report No. R69-15, *Soils Publications*, No. 231, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B. (1972). SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites. *Report No. UCB/EERC-72/12*, California, EE. UU.: Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December, 102 p.
- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., & Tokimatsu, K. (1986). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of geotechnical engineering*, 112(11), 1016-1032.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1970). Analyses of ground motions at Union Bay, Seattle during earthquakes and distant nuclear blasts. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 60(1), 125-136.
- Steven L. (1996). Kramer, Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. EE. UU.: Meg Weist.