

PROYECTO: PTAR Canoas

INFORME DE ASESORÍA GEOTÉCNICA Y SISMOLÓGICA PARA LA EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA PARA EL PROYECTO PTAR CANOAS

INFORME
V5

Febrero de 2016

IDENTIFICACIÓN

Proyecto: PTAR Canoas	
Cliente: CDM Smith	Orden de servicio: OS-0373-02/03
Título del documento: Estudio de Respuesta Local para el proyecto PTAR Canoas	

CONTROL DEL DOCUMENTO

Versión	Fecha	Elaboró	Revisó	Aprobó
0	2015-09-18	A. Villarreal	M. Martínez	J. Rodríguez
1	2015-10-07	A. Villarreal	M. Martínez	J. Rodríguez
2	2015-10-14	A. Villarreal	M. Martínez	J. Rodríguez
3	2015-11-10	A. Villarreal	M. Martínez	J. Rodríguez
4	2015-11-17	A. Villarreal	M. Martínez	J. Rodríguez
5	2016-02-25	A. Villarreal	M. Martínez	J. Rodríguez

CONTROL DE CAMBIOS

Versión	Vigente desde:	Descripción de la modificación	Realizada por:
0	2015-09-18	Versión inicial	A. Villarreal
1	2015-10-07	Revisión 1	A. Villarreal
2	2015-10-14	Revisión 2	A. Villarreal
3	2015-11-10	Revisión 3	A. Villarreal
4	2015-11-17	Revisión 4	A. Villarreal
5	2016-02-25	Inclusión resultados a nivel base sísmica	A. Villarreal

Tabla de contenido

1. PRESENTACIÓN DEL INFORME	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE	1
1.3 METODOLOGÍA	2
1.3.1 RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN	2
1.3.2 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	2
1.3.3 DEFINICIÓN DE LA AMENAZA	6
1.3.4 ANÁLISIS DE RESPUESTA.....	6
2. AMENAZA SÍSMICA	7
2.1 INTRODUCCIÓN.....	7
2.2 ANTECEDENTES.....	7
2.3 DEFINICIÓN DE FUENTES SISMOGÉNICAS.....	8
2.4 SELECCIÓN DE SISMOS PARA ANÁLISIS.....	10
3. ANÁLISIS DE RESPUESTA	16
3.1 INTRODUCCIÓN.....	16
3.2 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	16
3.2.1 CONTEXTO GEOLÓGICO.....	16
3.2.2 ESPESOR DEL DEPÓSITO.....	17
3.2.3 PERFIL DE SUELOS	19
3.2.4 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LOS ESTRATOS	22
3.3 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA.....	27
3.4 ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL.....	27
3.5 MODELO DE ANÁLISIS BIDIMENSIONAL	29
3.5.1 ESPECTROS DE RESPUESTA A NIVEL DE LA SUPERFICIE	32
3.5.2 ESPECTROS DE RESPUESTA A NIVEL DE LA BASE SÍSMICA	35
3.5.3 ESPECTRO DE DISEÑO	40
3.6 POTENCIAL DE LICUACIÓN.....	44
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	44
5. BIBLIOGRAFÍA	47

1. PRESENTACIÓN DEL INFORME

1.1 Introducción

En este informe se presentan los resultados correspondientes a la asesoría geotécnica y sísmológica para la evaluación de la amenaza sísmica y el análisis de respuesta dinámica para el proyecto Planta Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) Canoas Fase I, ubicado en el municipio de Soacha (Cundinamarca). El estudio se realizó como parte de las actividades tendientes a evaluar el espectro de diseño aplicable para las estructuras que se encuentran en el predio, a la luz de las exigencias de la Norma Colombiana de Construcciones Sismo-Resistentes (NSR-10).

Desde el punto de vista mecánico el perfil de suelos clasifica como tipo E, de acuerdo con los criterios estipulados en la norma NSR-10 en el numeral A.2.4.5, ya presenta una velocidad de onda de corte promedio ponderada de los primeros 30 m menor a 180 m/s; sin embargo, se presenta en el perfil de suelos arcillas orgánicas de espesor mayor a 3 m por lo que se dimite la clasificación E y se establece como perfil tipo F2.

El proyecto contempla la construcción de estructuras de una estación elevadora, cámaras, equipos de cribado, tanques desarenadores, tanques de mezcla rápida, tanques de almacenamiento de cloruro férrico y polímero, tanques para sedimentadores, tanques de espesamiento, tanques para digestores, edificios administrativos, box culvert y estructura de descarga al río.

En general, todas las estructuras se encuentran cimentadas en cimientos superficiales a excepción de las estructuras de tanques de almacenamiento preliminar, tanques de digestores y edificios de procesos los cuales debido a su carga, restricciones de asentamientos y/o capacidad portante superficial del suelo se han determinado cimentar mediante cimentaciones profundas tipo pilotes.

Para las estructuras con cimientos superficiales se determinó el espectro de respuesta en superficie; para las estructuras cimentadas en pilotes se determinó el espectro de diseño a nivel de la base sísmica. La base sísmica se define como el nivel a partir del cual se puede considerar que el movimiento del terreno y de las estructuras es el mismo, y a partir de ese nivel hacia arriba se presenta un efecto de amplificación por respuesta sísmica en la estructura.

1.2 Objetivos y Alcance

- Realizar un estudio y análisis de la información de amenaza sísmica existente para definir los eventos máximos creíbles y los eventos de diseño a considerar para evaluar la amenaza sísmica en el sitio.
- Realizar la caracterización de las propiedades geotécnicas requeridas para el estudio de respuesta dinámica del subsuelo en el sitio, con base en los datos de exploración del subsuelo suministrados por el Consorcio CDM Smith-Ingesam (Producto 7, Volumen 1 de 3, Trabajos de campo para ingeniería de detalle Geotecnia).
- Realizar los análisis de respuesta dinámica teniendo en cuenta el perfil de suelos para cada uno de los acelerogramas definidos en la evaluación de la amenaza sísmica.

- Proveer el espectro de respuesta de diseño considerado a nivel de superficie y a nivel de base sísmica como insumo para el diseño estructural.
- Revisión de la susceptibilidad a la licuación
- Dar conclusiones y recomendaciones aplicables.

1.3 Metodología

De acuerdo con los requisitos de la NSR-10, el estudio se debe realizar cumpliendo los siguientes pasos:

- Definir el perfil geotécnico con base en los resultados de exploración y ensayos de campo y laboratorio.
- Realizar análisis de repuesta dinámica mediante propagación vertical de ondas de corte o análisis bidimensionales según aplique para el sitio.
- Obtener funciones de amplificación o transferencia a partir de las relaciones espectrales del movimiento calculado a nivel de cimentación con respecto al movimiento de entrada a nivel de roca.
- Aplicar la función de amplificación promedio obtenida de los análisis al espectro de amenaza uniforme en roca definido para el municipio donde se ubica el proyecto.
- Definir el espectro de respuesta de diseño con base en los resultados anteriores y cumpliendo con los valores mínimos definidos en la NSR-10.

Para lograr los objetivos propuestos, se desarrolló la siguiente metodología para definir los movimientos del terreno:

1.3.1 Recopilación y Análisis de la Información

Evaluación de los estudios de amenaza sísmica y respuesta local relevantes para el sitio del proyecto. Se consideró la siguiente información pertinente:

- Decreto 523 del 16 de Diciembre de 2010, de la Alcaldía Mayor de Bogotá.
- Estudio general de amenaza sísmica de Colombia, (AIS, 2009).
- Mapa Nacional de amenaza sísmica del Servicio Geológico Colombiano (SGC).
- Modelo Geotécnico de la Sabana de Bogotá, (Sociedad Colombiana de Geotecnia, 2006).
- Norma Sismo Resistente NSR-2010 Ley 400 de 1997.
- Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones, (FOPAE 2010)

1.3.2 Exploración del Subsuelo

Para el proyecto PTAR Canoas Fase I se realizaron un total de 48 perforaciones que alcanzaron profundidades comprendidas entre 20 y 53 m como se observa en la Tabla 1. Estas perforaciones fueron realizadas por Logan Drilling Colombia S.A.S entre los meses de enero y abril de 2015. En suelos competentes se obtuvieron muestras alteradas con

muestreador de cuchara partida, mientras que en suelos blandos se obtuvieron muestras inalteradas con tubos Shelby.

Tabla 1. Perforaciones realizadas

Sondeo No.	Coordenadas		Profundidad (m)
	N	E	
PF-01	96550.22	80072.62	30
PF-02	96809.83	80144.28	30
PF-04	96811.18	80001.53	30
PF-05	96727.93	80101.22	30
PF-07	96727.93	80039.33	30
PF-08	96696.47	80162.58	53
PF-09	96572.74	80175.92	40
PF-10	96448.17	80176.68	53
PF-11	96697.87	80072.78	53
PF-12	96573.21	80072.70	53
PF-13	96447.09	80073.12	40
PF-15	96572.74	79971.39	40
PF-16	96450.20	79970.98	53
PF-18	96347.55	80147.55	30
PF-19	96347.55	80087.28	30
PF-20	96357.51	80060.47	20
PF-21	96302.05	80112.96	53
PF-22	96188.78	80108.11	53
PF-23	96302.05	80056.12	53
PF-24	96188.78	80056.97	53
PF-25	96385.22	79973.50	20
PF-26	96258.10	79952.60	20
PF-27	96341.36	79934.38	20
PF-28	96321.96	80209.78	20
PF-29	96301.84	80149.72	20
PF-30	96246.82	80186.46	20
PF-31	96187.35	80217.88	20
PF-32	96239.78	80146.56	20
PF-33	96183.61	80155.44	20
PF-34	960980.80	80154.14	20
PF-35	96117.13	80059.50	20
PF-36	96068.82	80059.50	20
PF-37	96012.44	80100.86	20
PF-38	96014.04	80031.11	20

Sondeo No.	Coordenadas		Profundidad (m)
	N	E	
PF-39	96050.66	79995.33	20
PF-40	96146.87	79995.16	20
PF-41	96069.09	79922.15	20
PF-42	96881.75	79991.67	20
PF-43	96742.06	79928.54	20
PF-44	96625.16	79922.39	20
PF-45	96431.71	79926.48	20
PF-46	96421.99	80026.20	20
PF-47	95989.61	80200.38	20
PF-48	95850.78	80200.33	20
PF-49	95729.19	80215.15	20
PF-50	95381.11	80291.97	20
PF-52	96616.08	80212.60	20
PF-53	96791.20	80212.60	20

Adicionalmente, se cuenta con información de referencia de 11 perforaciones realizadas en estudios previos. En la Tabla 2 se relacionan las perforaciones de referencia de estudios previos en la zona de estudio.

Tabla 2. Perforaciones de estudios previos

Sondeo No.	Coordenadas		Profundidad (m)
	N	E	
P15	96662.40	80535.40	50
P16	96662.40	80535.40	58
PT10-A	96340.46	80020.46	70
PT11-B	96229.06	79854.36	70
P3	96405.95	79862.21	50
P4	96467.07	79938.38	47.6
P5	96529.65	80016.37	50.5
P6	96592.23	80094.37	50
P7	96693.20	80220.19	54.5
PD-9	97013.34	80276.03	40.5
PP11	97366.70	80337.70	25

En la Tabla 3 se muestran los ensayos realizados a las muestras recuperadas en las perforaciones y en la Tabla 4 los realizados a las muestras de las perforaciones de los estudios previos.

Tabla 3. Ensayo de laboratorio realizados

Tipo de ensayo	Cantidad
Contenido de humedad	381
Límites de Atterberg	516
Compresión inconfiada	153
Compresión cíclica	42
Peso unitario parafinado	262
Peso específico de sólidos	165
Granulometría con lavado muestras pequeñas	0
Lavado sobre tamiz No. 200	214
Granulometría por hidrómetro	85
Resistencia con veleta	191
Consolidación unidimensional lenta	65
Consolidación unidimensional rápida	89
Expansión en consolidómetro	76
Contenido de materia orgánica por calcinación	177
Determinación del PH, ORP, conductividad y salinidad	60
Compresión triaxial cíclica TC	3
Columna resonante	2
Compresión triaxial CU estándar	34
Compresión triaxial CU con descarga	20
Compresión triaxial UU	0
Compresión triaxial CD	0
Módulo resiliente	12
Extracción de tubos shelbys	941

Tabla 4. Ensayos de laboratorio de estudios previos

Tipo de ensayo	Cantidad
Contenido de humedad	204
Límites de Atterberg	99
Granulometría con lavado sobre tamiz No. 200	29
Compresión triaxial cíclica	2
Peso específico de los suelos	6
Velocidad de onda de corte mediante Bender Elements	2

Para complementar la información obtenida con las perforaciones mecánicas realizadas, se llevaron a cabo otros ensayos en campo, los cuales son resumidos en la Tabla 5.

Tabla 5. Cantidad de ensayos de campo

Ensayo	Cantidad
CPTu	15
DMT	7
Nivel piezométrico	14

Con el fin de obtener parámetros sísmicos del suelo de la zona, se realizó un ensayo Down Hole en 6 de las perforaciones mecánicas ejecutadas, las cuales se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6. Ensayos de down hole realizados

Down Hole No.	Coordenadas		Profundidad (m)
	N	E	
PF-1	96880.22	80072.62	29.5
PF-5	96727.93	80101.22	29.5
PF-9	96572.74	80175.92	30
PF-15	96572.74	79971.39	28.6
PF-19	96347.55	80087.28	19.6
PF-22	96188.78	80108.11	29

1.3.3 Definición de la Amenaza

Dada la cercanía y la misma amenaza del municipio de Soacha con la ciudad de Bogotá, se toma como referencia la amenaza sísmica de la ciudad de Bogotá ampliamente caracterizada en el decreto 523 de 2010 de la ciudad de Bogotá, donde se establecen los acelerogramas representativos que se deben utilizar para los estudios de respuesta. Por lo tanto, para el presente estudio se utilizaron los 16 acelerogramas que se usaron para el estudio base presentado por el Fondo de Prevención y Atención de Emergencias (FOPAE) para la revisión de la Microzonificación Sísmica de Bogotá en 2010.

1.3.4 Análisis de Respuesta

Inicialmente se hace una caracterización geotécnica con base en resultados de la exploración y ensayos de campo y laboratorio existentes para definir parámetros de análisis y diseño, incluyendo valores más probables y rangos de variación del perfil completo de suelos en el sitio.

Con base en los ensayos geofísicos y la caracterización geotécnica del suelo en el sitio de interés, se hace una caracterización de las propiedades dinámicas del subsuelo del sitio del proyecto.

Para la evaluación de los efectos de amplificación por efectos de sitio asociados a la plastificación y degradación de los materiales de suelo y por los efectos topográficos en la respuesta se realizó un modelo bidimensional.

2. AMENAZA SÍSMICA

2.1 Introducción

En éste capítulo se definen los sismos que se utilizaron como base para los análisis de respuesta local para el proyecto.

2.2 Antecedentes

La determinación de la amenaza sísmica para un sitio define los niveles de movimiento probable para un período de retorno determinado. Según la Ley 400 de 1997, en Soacha para una probabilidad de excedencia de 10% en un lapso de 50 años, es decir, para un periodo de retorno de 475 años, y sin tener en cuenta respuestas locales el coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva para diseño (A_a), coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva para diseño (A_v), coeficiente que representa la aceleración pico efectiva reducida para diseño con seguridad limitada (A_e) y coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para el umbral de daño (A_d) son 0.15 , 0.20 , 0.09 y 0.05 respectivamente.

Como espectro de amenaza uniforme se considera el espectro definido en el Mapa Nacional de Amenaza Sísmica del Servicio Geológico Colombiano (SGC) para el municipio de Soacha y para un periodo de retorno de 475 años. En la Figura 1 se presentan los espectros de amenaza uniforme para el municipio de Soacha.

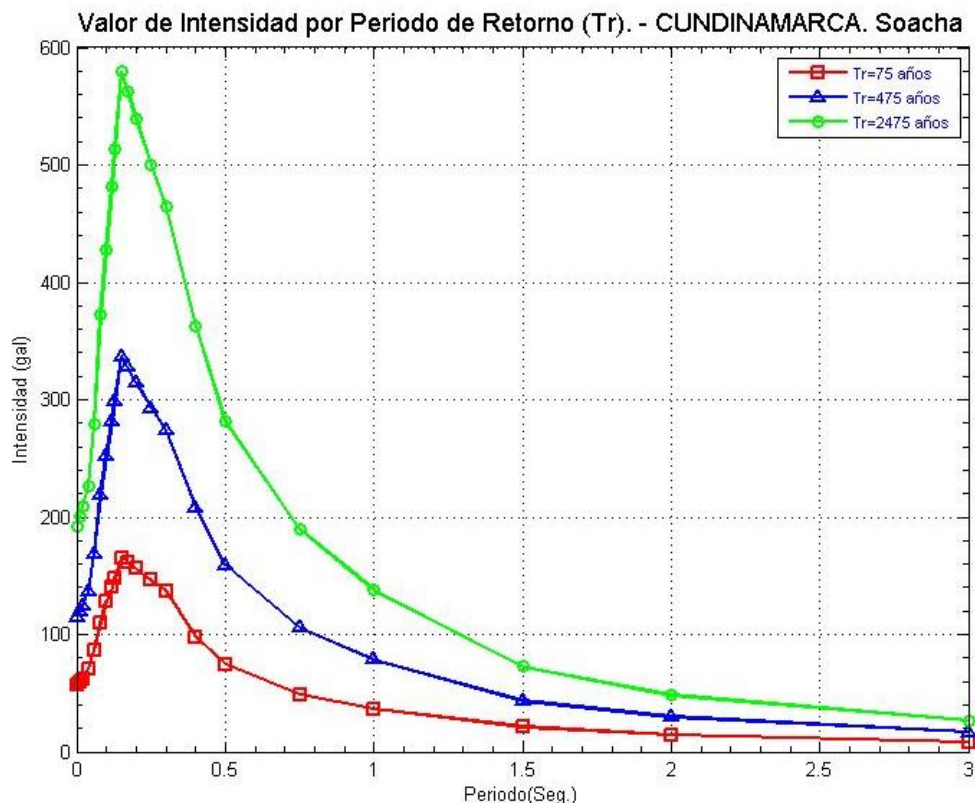


Figura 1. Espectro de amenaza uniforme (SGC, 2015)

Ya que la amenaza sísmica establecida para el municipio de Soacha es la misma que la definida para la ciudad de Bogotá, se toma como referencia el estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá de 2010 para la definición de las fuentes sismogénicas y acelerogramas de diseño.

De acuerdo con los resultados del estudio de Microzonificación Sísmica de Bogotá (FOPAE, 2010), según el decreto 523 de 2010, se han establecido como fuentes sísmicas relevantes para la ciudad el sistema de fallas Frontal de la Cordillera Oriental Centro, Benioff Intermedia II, Salinas, Benioff Profunda y Subducción Centro las cuales se han clasificado en tres grupos (ver Tabla 7).

Tabla 7. Fuentes Sismogénicas.

Clasificación	Distancia (km)	Magnitud	Amax promedio	
			(gales)	(g)
Subducción	400	8	31.19	0.0318
Regional	60	7.0 – 7.5	80.63	0.0822
Local	15 – 20	6	119.48	0.1218

Se utilizaron para los análisis de respuesta dinámica de este estudio 16 sismos aprobados por la FOPAE en el decreto 523 de 2010 de acuerdo con los empleados por los convenios establecidos para la realización del decreto. Debido al número de sismos empleado, se tiene una gama suficientemente amplia y representativa de los sismos que se pueden esperar para los análisis de respuesta del sitio.

2.3 Definición de Fuentes Sismogénicas

En la Figura 1 se presenta las curvas de amenaza correspondientes a cada una de las fuentes y la amenaza sísmica total para la ciudad de Bogotá calculadas por la AIS (2009), presentadas en el documento Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones (FOPAE, 2010), de acuerdo con las ecuaciones de Campbell (strike) y Campbell (reverse) después de ser modificadas y las ecuaciones propuestas por Gallego para Colombia (Gallego, 2000) (. Estas curvas presentan la tasa de excedencia anual con la que se excede un nivel de aceleración determinado. De las 35 fuentes sísmicas que contribuyen a la amenaza sísmica de Colombia, 5 presentan la mayor contribución a la amenaza total de Bogotá: Frontal de la Cordillera Oriental Centro, Benioff Intermedia II, Salinas, Benioff Profunda y Subducción Centro.

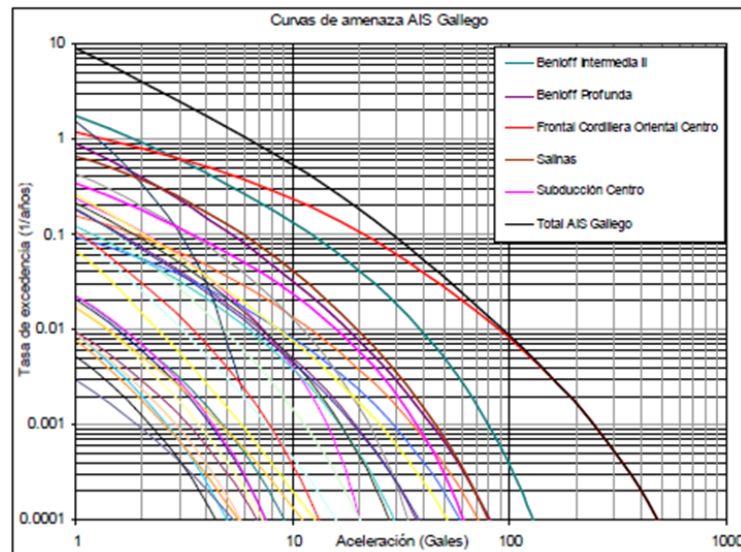


Figura 2. Curvas de amenaza para Bogotá curvas de Gallego (Después de FOPAE, 2010)

Las fuentes identificadas se han clasificado entre tres grupos:

- Sismos de Subducción (Lejana)

Estos corresponden a los eventos producidos en la zona de subducción, Benioff o en los sistemas importantes de fallas activas del sur y occidente colombianos.

Los sismos que ocurren en la zona de subducción tienen profundidades focales del orden de 60 km y una distancia epicentral mínima con respecto a Bogotá de alrededor de 400 a 450 km. (Microzonificación Sísmica de Bogotá, 1997). Por su gran distancia y teniendo en cuenta los sismos que se han producido en esta zona, se consideran relevantes aquellos eventos con magnitud de 8,0, la cual corresponde a los eventos máximos posibles teniendo en cuenta la longitud de los tramos de subducción que pueden dar lugar a esto sismos. Por ser tan grande la distancia entre esta fuente sismo génica y el área de estudio, de acuerdo con la experiencia mundial recogida en las ecuaciones de atenuación disponibles para este tipo de fuentes (Krinitski, 1988) se prevén aceleraciones máximas inferiores a 0,03 g. Sin embargo, este tipo de eventos pueden tener una duración larga y contenido de energía significativo en el rango de largos períodos relevantes para este caso.

- Sismos Regionales (Intermedia)

Estos sismos corresponden a los posibles eventos originados en la falla Frontal de la cordillera oriental o en los sistemas de fallas transversales asociadas a ésta.

Los sismos que ocurren en esta zona tienen una distancia epicentral mínima con respecto a Bogotá de alrededor de 60 km. Además se consideran relevantes aquellos eventos con magnitudes entre 7.0 y 7.5, que corresponden al rango de magnitud máxima probable para estas fallas. Este tipo de sismos puede dar lugar a niveles máximos de aceleración del orden de 0.10g en Bogotá a nivel de roca.

- Sismos Locales (Cercana)

Estos corresponden a los eventos originados en la proximidad de la ciudad y se atribuyen principalmente a los eventos provenientes del sistema de fallas Quetame Santa María Soápage. Las dimensiones de las fallas locales implican que difícilmente la magnitud de un sismo originado por estas fuentes superaría una magnitud de 6.0. Además su profundidad sería superficial, en el orden de 0 a 20 km. Por ser estos eventos de relativa baja magnitud y superficiales, la atenuación del movimiento es rápida. Sin embargo, localmente cerca a la fuente pueden dar lugar a niveles de aceleración del orden de 0.18 g.

2.4 Selección de Sismos para Análisis

De acuerdo con las fuentes sismogénicas, y con base en los sismos empleados por la FOPAE y convenios para la actualización en 2010 de la Microzonificación Sísmica de Bogotá, según Decreto 523 de 2010, se han seleccionado un grupo de dieciséis (16) eventos sísmicos con sus respectivos acelerogramas que son relevantes para representar la amenaza sísmica del sitio estudiado. Estos sismos corresponden a registros reales de eventos similares a los que se han identificado como los eventos máximos posibles en las fuentes.

En la Tabla 8 se pueden ver las características de cada uno de los eventos considerados, con su respectiva aceleración máxima y la clasificación de acuerdo con la definición sismo planteado. En la Figura 3 se observan los registros de aceleración de fuente Local (Cercana), en la Figura 4 se observan los registros de aceleración de fuente Regional (Intermedia), y en la Figura 5 se presentan los registros de aceleración de fuente Subducción (Lejana).

En la Figura 6 a Figura 8 se observa el espectro de respuesta correspondiente a una relación de amortiguamiento del 5% para los eventos sísmicos seleccionados. Los espectros de respuesta mostrados se calcularon para una condición en la cual la roca base está aflorando. Los espectros de la Figura 6 muestran que los sismos considerados de fuente Local tienen características similares. Esto es, aceleraciones espectrales máximas entre 0.30g y 0.80g para períodos entre 0.10 y 0.50 segundos, con descenso a partir de 0.20 a 0.40 segundos. Estas condiciones son características de los sismos fuerte Local que pueden afectar la ciudad a nivel de roca en campo libre.

Los espectros de la Figura 7 muestran igualmente que los sismos considerados de fuente Regional tienen características similares con aceleraciones espectrales máximas entre 0.20g y 0.47g para periodos entre 0.20 y 0.80 segundos, y descenso a partir de 0.30 a 0.60 segundos.

Los espectros de respuesta de los sismos seleccionados para fuente de Subducción se muestran en la Figura 8. Se observa un contenido frecuencial completamente diferente presentando una gran energía en periodos de 1.0 segundo. Se puede observar que las señales registradas en Ciudad Universitaria (CU01, CUIP y CUMV) presentan un pico muy marcado alrededor de los 2.0 segundos, el cual es atribuido a efectos de sitio por la vibración del valle. Para evitar los efectos de sitio que puedan tener las señales se optó por hacer análisis en términos de relaciones espectrales para la definición del espectro de diseño, tal y como lo estipula el Decreto 523 de 2010.

Tabla 8. Sismos seleccionados para el análisis de respuesta.

Fuente	Nombre del sismo	Estación	M_s	A_{max} (g)	N Datos	Δt
Local	Oroville	Orov. SS	5.6	0.098	624	0.02
Local	Coyote	Gilroy-1	5.7	0.119	2704	0.01
Local	Coalinga	Sulphur.BH	5.8	0.134	3016	0.02
Local	Mammoth Lakes	Long Val. U	5.7	0.101	2263	0.02
Local	Umbría	Pietralung	5.4	0.188	2615	0.01
Local	La Uribe	Santa		0.091	4087	0.01
Regional	Northridge	Mt. Baldy	6.8	0.073	4096	0.01
Regional	Northridge	Newport	6.8	0.107	3855	0.02
Regional	Northridge	Deer Canyon	6.8	0.071	4096	0.01
Regional	Kobe	Okayama	6.8	0.081	4008	0.02
Regional	Loma Prieta	Yerbabuena	7.1	0.079	1999	0.02
Subducción	México	Cerro Depi	8.1	0.025	1296	0.02
Subducción	México	CU01	8.1	0.034	4095	0.02
Subducción	México	CUIP	8.1	0.035	3015	0.02
Subducción	México	CUMV	8.1	0.036	3015	0.02
Subducción	México	Xaltinguis	8.1	0.031	848	0.02

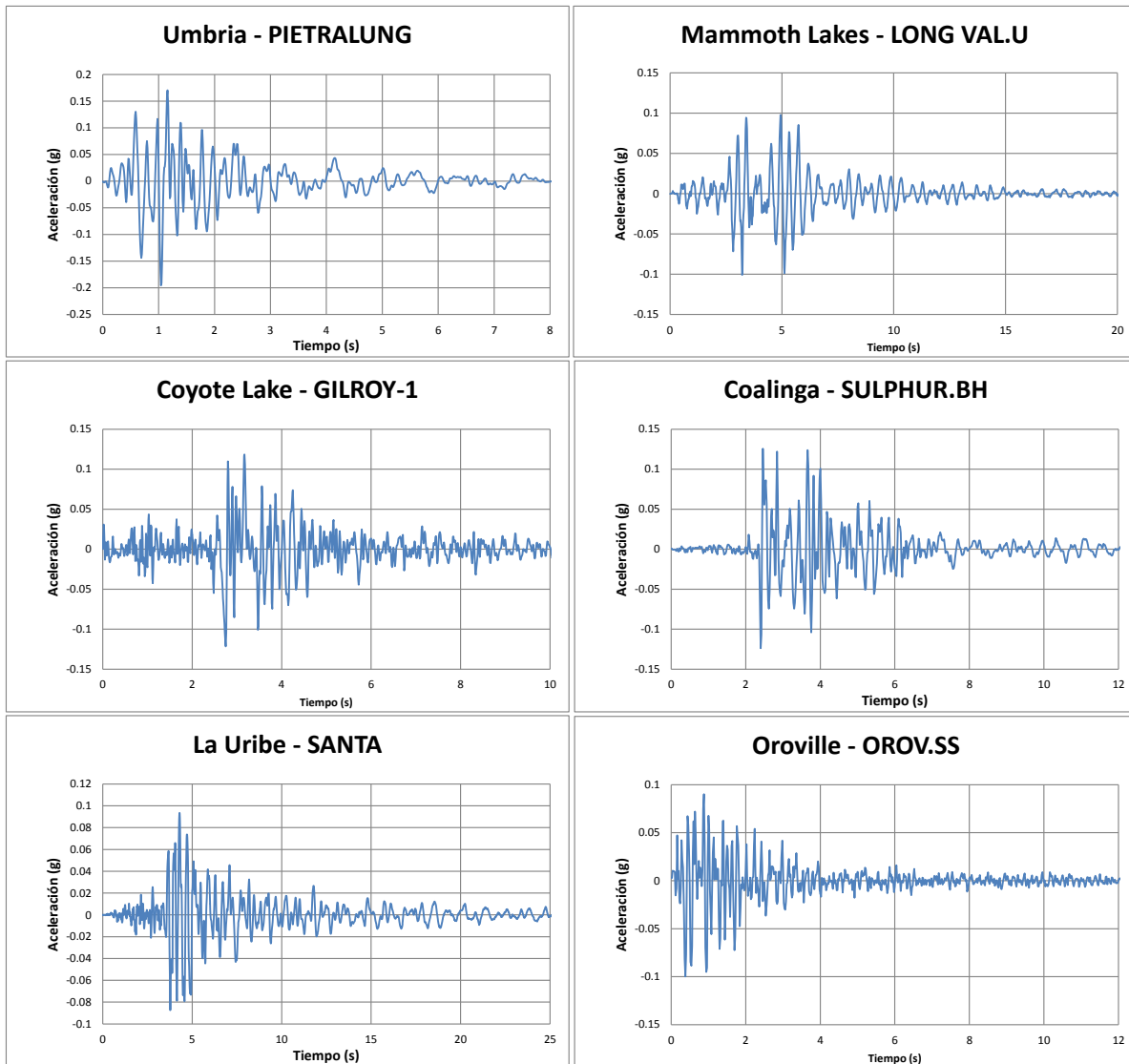


Figura 3. Acelerogramas de los sismos utilizados de fuente Local.

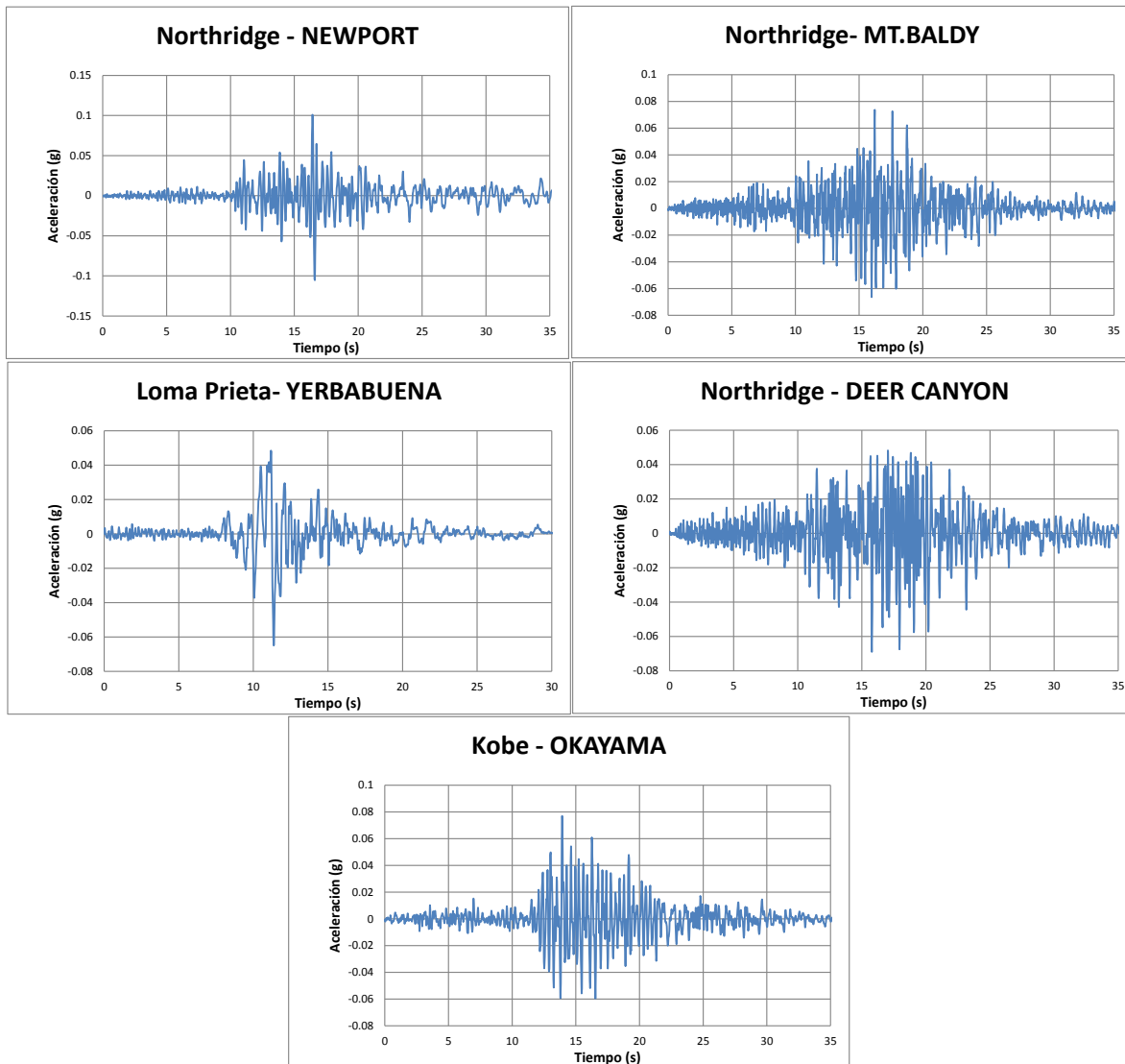


Figura 4. Acelerogramas de los sismos utilizados de fuente Regional.

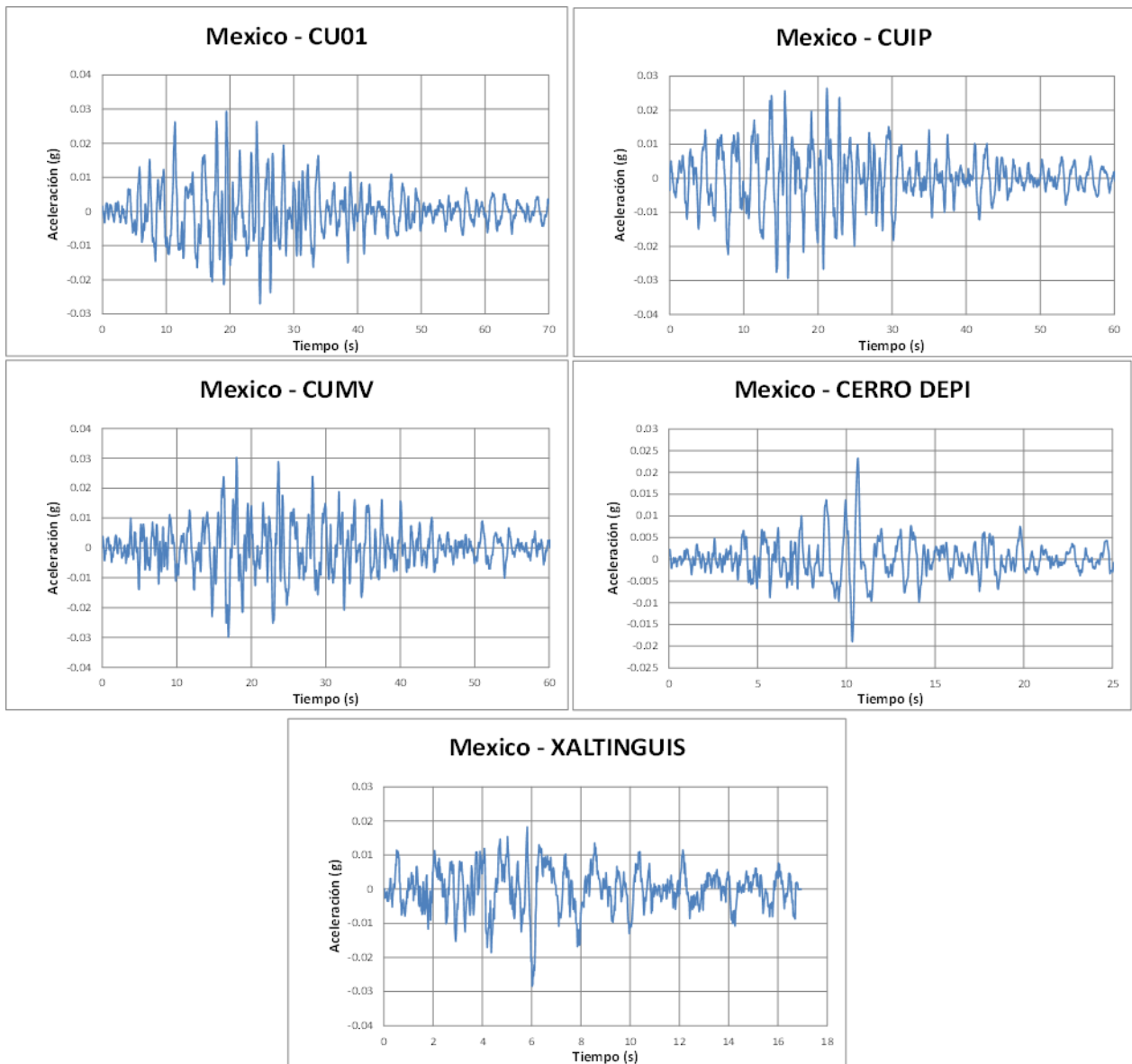


Figura 5. Acelerogramas de los sismos utilizados de fuente Subducción.

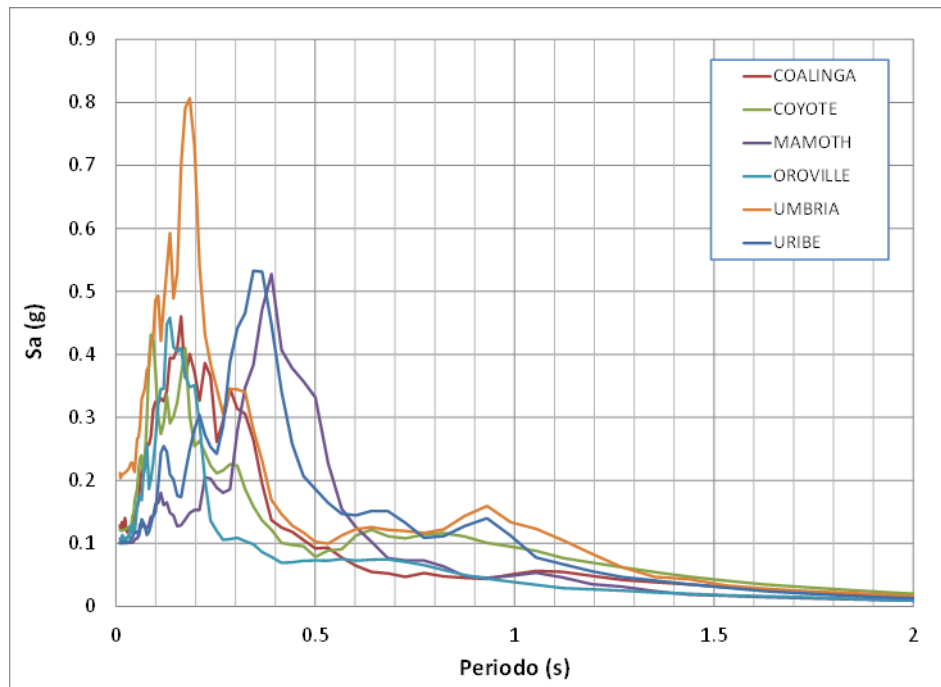


Figura 6. Espectros de respuesta de los sismos seleccionados de fuente Local calculados para una relación de amortiguamiento del 5%.

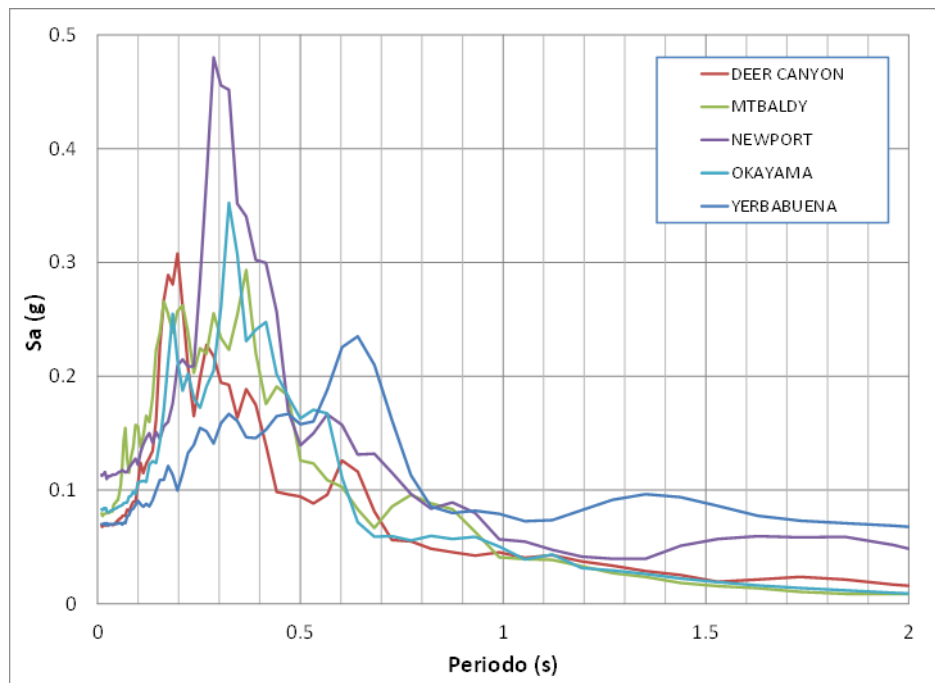


Figura 7. Espectros de respuesta de los sismos seleccionados de fuente Regional calculados para una relación de amortiguamiento del 5%.

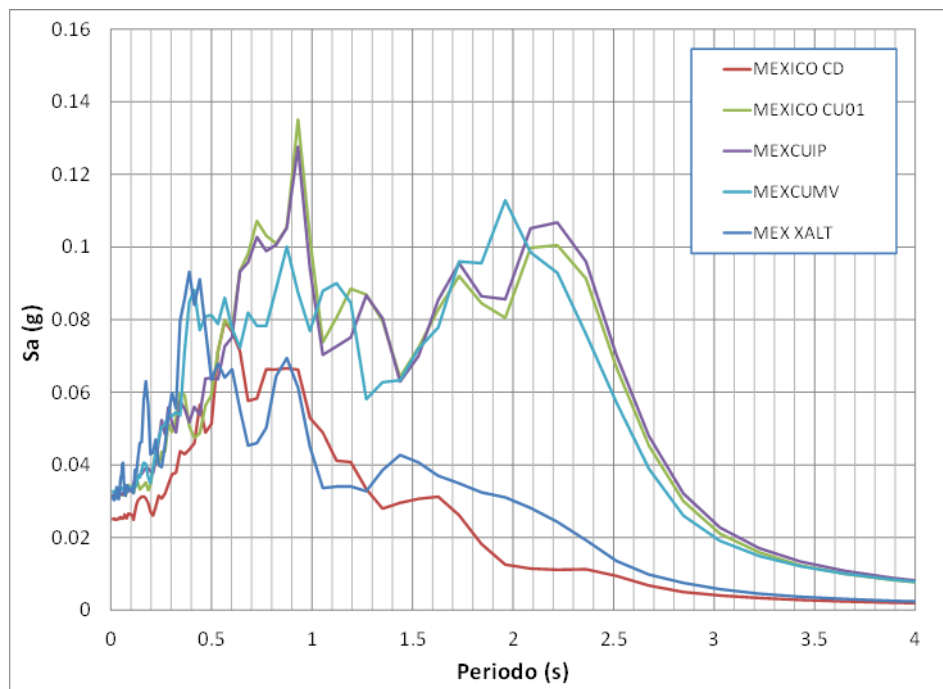


Figura 8. Espectros de respuesta de los sismos seleccionados de fuente de Subducción calculados para una relación de amortiguamiento del 5%.

3. ANÁLISIS DE RESPUESTA

3.1 Introducción

Los efectos de un sismo sobre las construcciones existentes dependen fundamentalmente de la respuesta del sitio que se esté estudiando, es decir, del efecto de las propiedades geotécnicas y dinámicas del perfil estratigráfico considerado sobre la propagación del movimiento sísmico. En este capítulo se presentan los resultados de la exploración del subsuelo y ensayos realizados para definir el perfil geotécnico para análisis en el sitio.

Una vez definidos los acelerogramas a nivel de roca que pueden llegar a afectar el sitio del proyecto (ver Capítulo 2), es necesario hacer un análisis de respuesta para determinar el efecto del subsuelo sobre la señal de entrada y producir un registro de aceleraciones a nivel de cimentación.

Este capítulo contiene los análisis de respuesta para cada uno de los acelerogramas definidos en el numeral 2, así como también la caracterización geotécnica y dinámica del subsuelo en consideración.

3.2 Caracterización del Suelo

3.2.1 Contexto geológico

En la Figura 9 se presenta la geología local de la zona según el Mapa Geológico de la Sabana de Bogotá (Ingeominas, 2005). Se observa que en la zona de estudio se identifica

superficialmente la Formación Sabana (Q1sa), conformada por un depósito de arcillas, capas de arenas, arcillas arenosas, turbas y en ocasiones gravas.

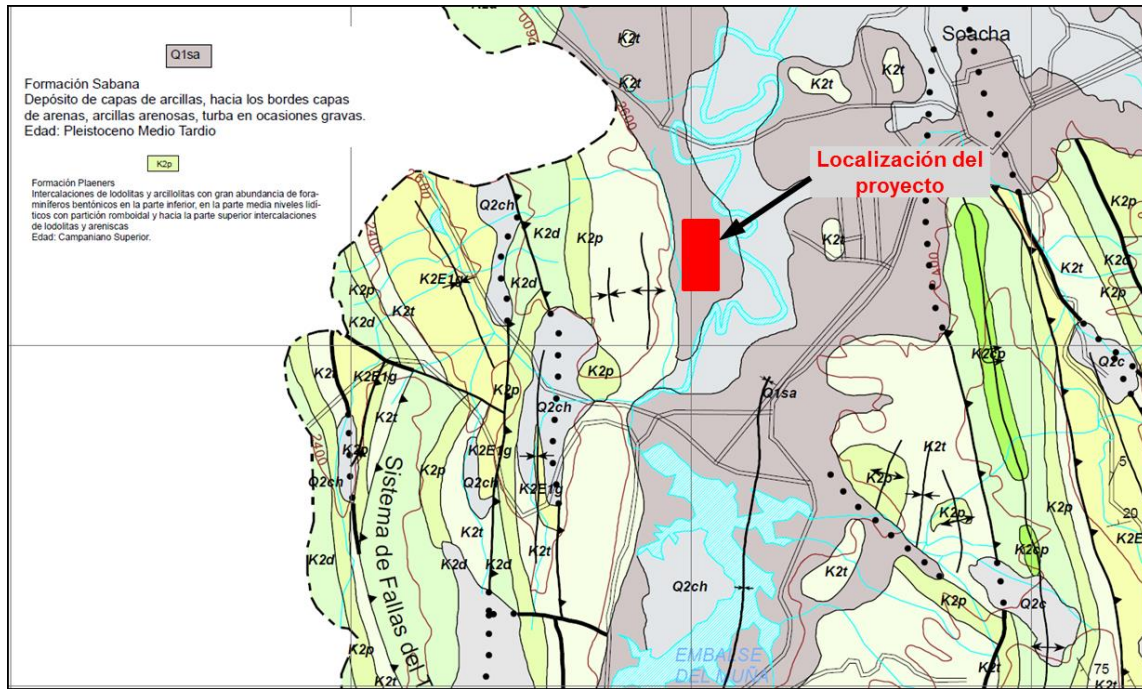


Figura 9. Geología local en la zona del proyecto

De acuerdo con las investigaciones geotécnicas y el informe “Trabajos de campo para ingeniería de detalle Geotecnia”, el basamento rocoso se encuentra conformado por intercalaciones de lodolitas y arcillolitas y arenitas de grano fino a muy fino, con matriz lodosa, de color amarillo, bioperturbadas, fracturadas, con niveles delgados de brechas sedimentarias compuestas por fragmentos de formas rectangulares cuyo aporte es la Formación Plaeners del Grupo Guadalupe (K2p) y con presencia de estructuras biogénicas sedimentarias como rodolitos.

3.2.2 Espesor del Depósito

El sitio de estudio se caracteriza por presentar una estratigráfica compuesta principalmente estratos arcillo limosos con intercalaciones de arena, entre los cuales se destaca la presencia de un nivel orgánico de aproximadamente 4.5 m de espesor (Ver Figura 10) localizado entre 30 m a 40 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno. Subyaciendo estos depósitos cuaternarios se localiza un nivel de arcillolita meteorizada y areniscas o arenitas fracturadas en transición hasta el basamento rocoso sano.

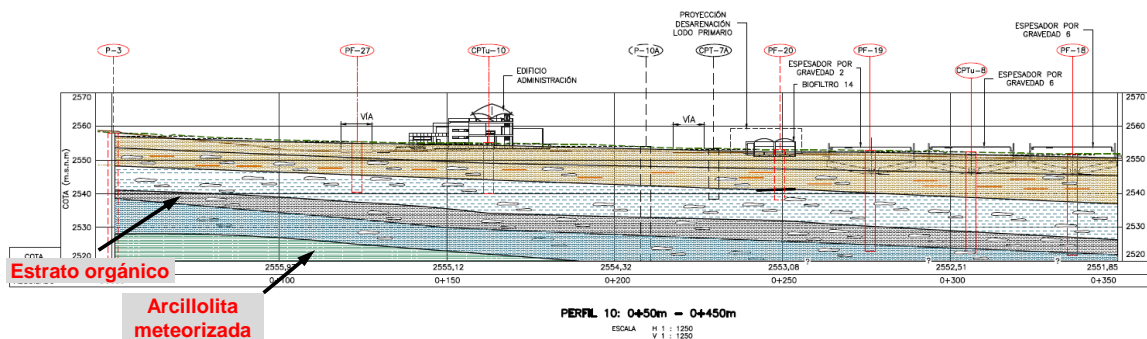
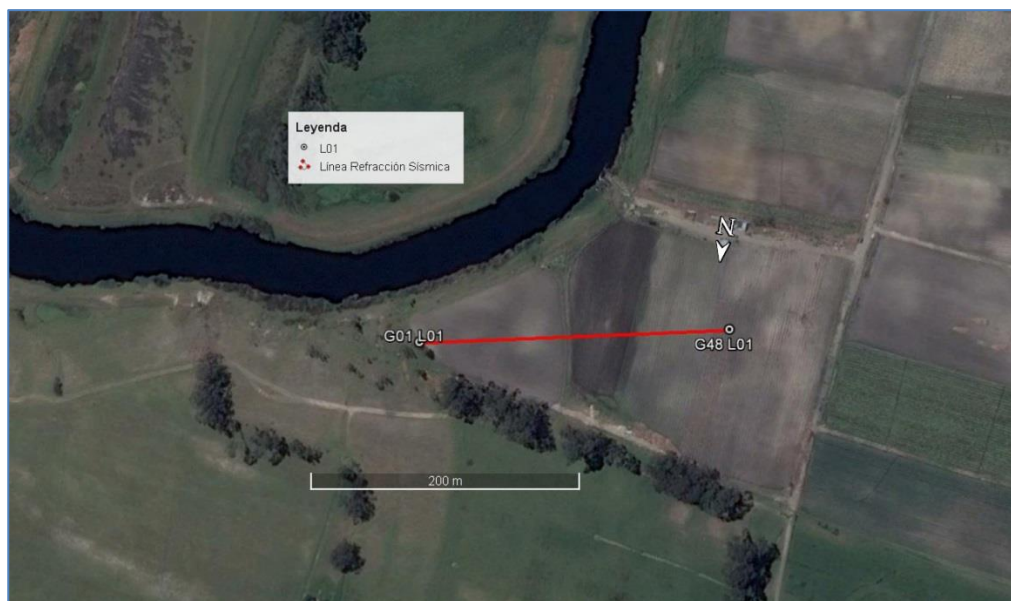


Figura 10 Perfil típico del subsuelo en el área de estudio

De acuerdo con la Norma Sismo-Resistente NSR-10, en función de los parámetros de resistencia y la velocidad de onda de corte promedio de los primeros 30 m de depósito ($V_{s30} < 180$ m/s), el perfil de suelo se clasificaría como Tipo E. Sin embargo, por la presencia de un nivel orgánico con espesor mayor 3 m, la norma clasifica al perfil de suelos como Tipo F2. Los perfiles de suelo que se clasifiquen como Tipo F requieren una evaluación de efectos locales particulares (Ver A.2.4.4 y A.2.10) lo cual se está cumpliendo con la elaboración del presente estudio.

De acuerdo con la NSR-10 (A.2.4.4 — DEFINICIÓN DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO) se establece para como perfil de roca aquellos materiales con velocidades de onda de corte (V_s) iguales o mayores a 760 m/s, es decir velocidades de onda de compresión (V_p) mayores a 1300 m/s aproximadamente. En la Figura 11 se presenta el perfil de refracción sísmica elaborado a partir de la información de exploración geofísica realizada en el área, a partir de lo cual se puede establecer que el nivel de roca sana se encuentra aproximadamente en la mitad de la franja de tonos rojos, a una profundidad promedio de 60 m con respecto al nivel de la superficie. Esta profundidad representa el espesor máximo de depósito de suelo considerado en los modelos de análisis.



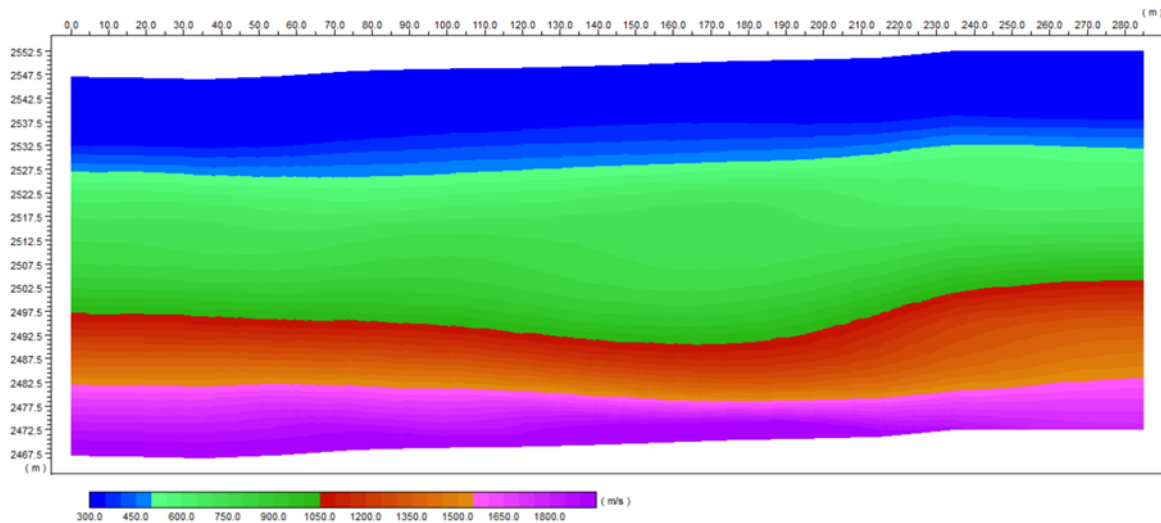


Figura 11 Perfil de refracción sísmica para la zona de estudio (Vp)

3.2.3 Perfil de Suelos

Para la elaboración del presente estudio se contó con la información de 48 perforaciones mecánicas que alcanzaron profundidades comprendidas entre 20 m y 53 m bajo la superficie actual del terreno y 11 perforaciones de estudios previos. Los resultados de la exploración se complementaron con ensayos de resistencia a la penetración estándar (SPT), ensayos de veleta de campo, sondeos CPTu y sondeos con DMT. Se obtuvieron muestras remoldeadas para su clasificación visual y muestras inalteradas para ensayos compresión confinada, consolidación, compresión triaxial monotónica, compresión triaxial cíclica y ensayos de columna resonante entre otros.

En la Figura 12 se presenta la variación de la humedad natural (W_n), límite líquido (LL), límite plástico (LP), y en la Figura 13 se presenta la variación del ensayo SPT, porcentaje de finos e índice de plasticidad.

A partir de los resultados de los ensayos se puede establecer que los materiales que conforman el depósito cuaternario presentan contenidos de finos superiores a 20% en todo el perfil. Superficialmente, hasta 10 m, se evidencia la presencia de estratos arcillosos con porcentajes de finos superiores a 80%, a partir de este nivel se presentan intercalaciones de estratos arenosos los cuales disminuyen la fracción fina y a su vez disminuyen ligeramente la plasticidad de los suelos. Los perfiles de humedad, límite líquido y límite plástico presentan una tendencia uniforme, ligeramente decreciente en profundidad, con excepción de un estrato localizado aproximadamente a 35 m de profundidad, donde se evidencia la presencia marcada de un estrato con propiedades índice alejadas de la tendencia general, el cual corresponde de acuerdo con los registros de perforación a un nivel orgánico. Con respecto a los resultados de los ensayos de penetración estándar, estos son incrementales con la profundidad, alcanzando valores de rechazo, aproximadamente por debajo del nivel orgánico identificado.

De acuerdo con estos aspectos el perfil estratigráfico modelado se puede describir así:

- Superficialmente se presentan limos arcillosos con presencia de raíces y oxidaciones hasta una profundidad promedio de 7.5 m. (Material 1)

- Luego, se presentan estratos arcillo limosos de color gris habano con presencia de planos oxidados y lentes de limos arcillosos hasta una profundidad promedio de 28.5 m. (Material 1)
- Más profundo, se tiene un limo orgánico y arcillas limosas de color gris oscuro con lentes continuos de arena hasta una profundidad de 35.5 m en promedio. (Material 2)
- Luego, se presenta una arcilla limosa de color gris clara con presencia de lentes de arena hasta una profundidad de 40 m. (Material 3)
- Después se tiene una arcillolita meteorizada de color verde hasta una profundidad promedio de 50 m. (Material 4)
- Seguido de este nivel se posicionan los estratos que se derivan entre el lecho de roca sana hasta el primer nivel de meteorización, compuestos por areniscas y/o arcillolitas meteorizadas y fracturadas. Este estrato se extiende hasta una profundidad de 60 m. (Material 5)
- Finalmente, por debajo de 60 m de profundidad se considera la presencia de materiales rocosos con velocidades de onda de corte iguales o mayores a 760 m/s, el cual se considera como el lecho rocoso sano para los análisis de amplificación local. (Material 6).

De acuerdo con los registros de los piezómetros abiertos instalados en el área de estudio a una profundidad de 15 m y 20 m (Ver Figura 14) , el comportamiento de los niveles freáticos se mantiene constante en el tiempo, con diferencias de cota entre uno y otro asociadas a las diferencias de nivel topográfico. En promedio el nivel freático se encuentra a una profundidad de 10 m con respecto a la superficie del terreno.

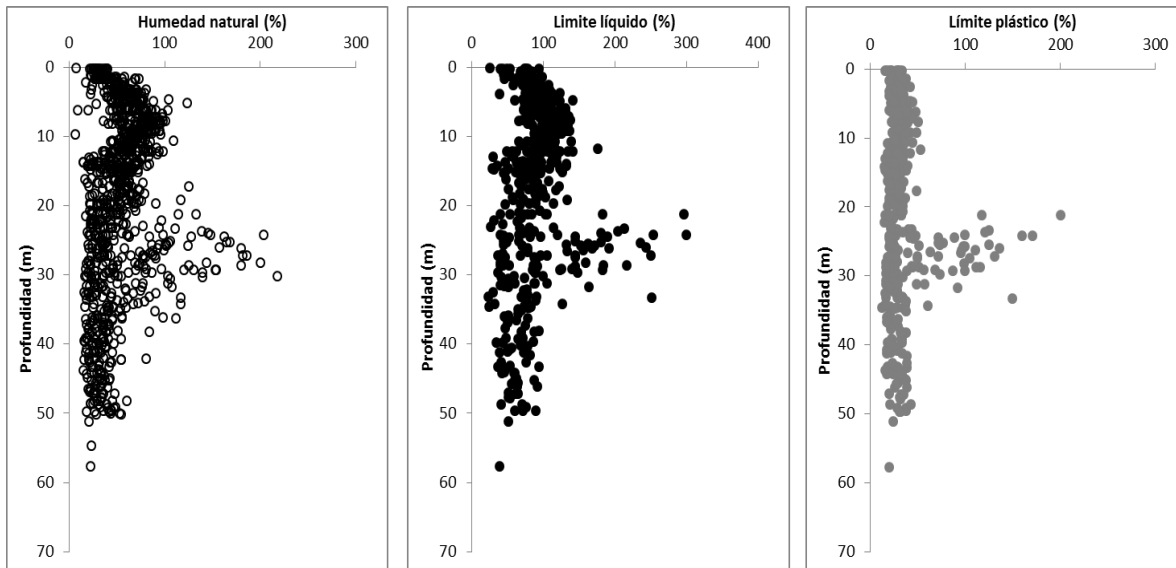


Figura 12 Perfil de Humedad Natural, Limite Líquido y Limite Plástico

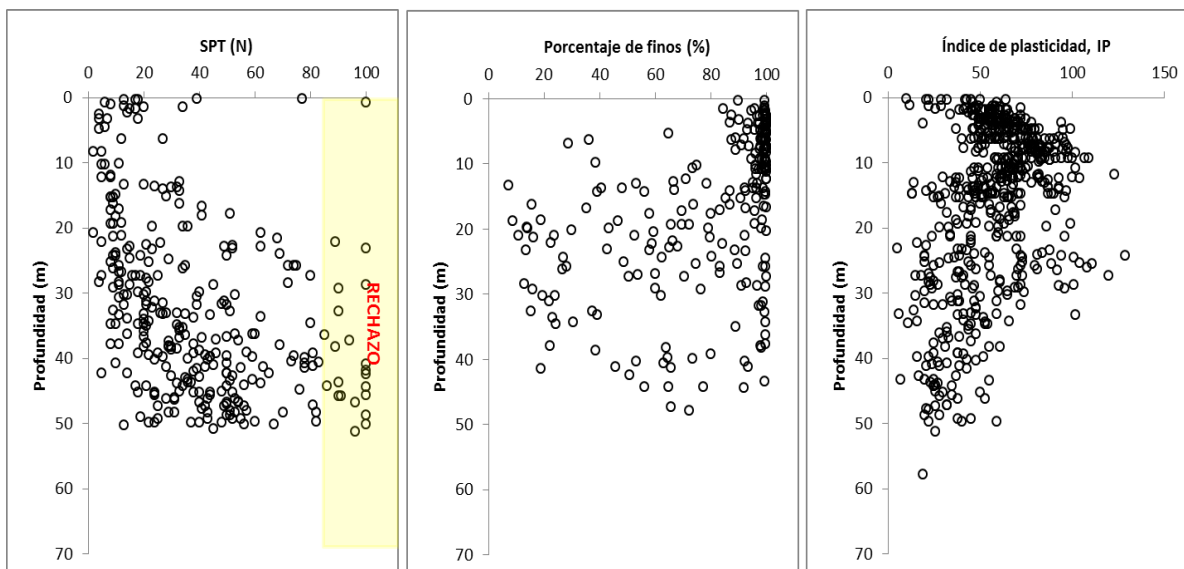


Figura 13 Perfil de SPT, Porcentaje de finos e índice de plasticidad

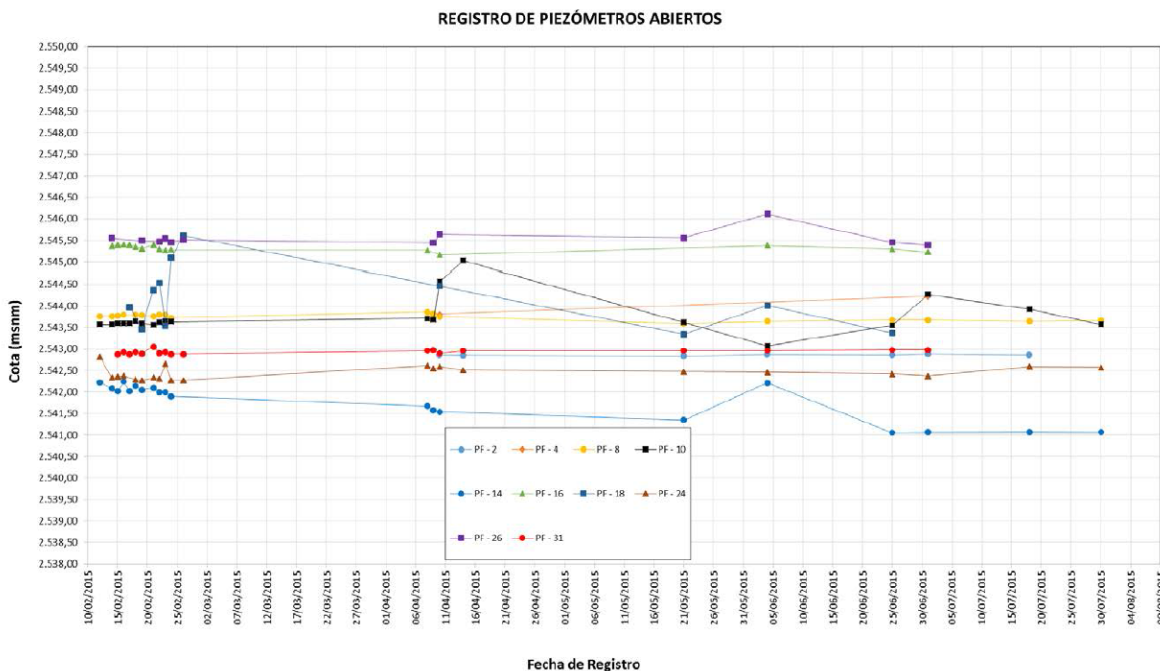


Figura 14 Registros de niveles piezométricos en el área de estudio entre febrero de 2015 y agosto de 2015

Con el fin de obtener el perfil de velocidades de onda de corte del perfil de suelos, se realizaron seis ensayos Down Hole con lecturas cada 0.5 m y dos líneas sísmicas de 48 geófonos, con los cuales se establecieron propiedades dinámicas de los estratos hasta una profundidad de 70 m. Dado que los datos resultantes del ensayo DH-19 no fueron coherentes con los obtenidos en los demás ensayos ni con las propiedades del perfil de suelo, se decidió omitir la información de éste.

En la Figura 15 se presenta los valores de Vs asumidos a partir de los resultados del ensayo geofísico. En esta gráfica también se presenta los valores de Vs calculados a partir de correlaciones con el ensayo SPT propuesto por la Federal Highway Administration en el documento GEC5 (2002). A partir de esta información se definió el perfil de diseño de Vs para el análisis unidimensional.

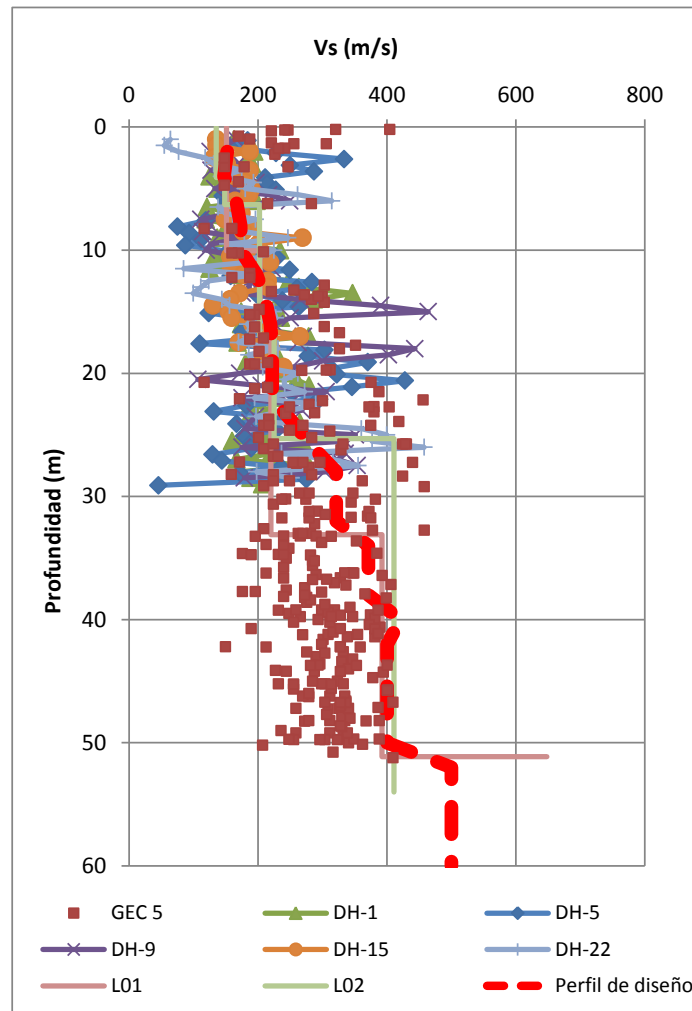


Figura 15. V_s del ensayo geofísico del sitio de estudio, los valores de V_s adoptados y V_s correlación con el SPT GEC5 (2002)

3.2.4 Características Dinámicas de los Estratos

Para el presente estudio se emplearon los resultados de ensayos triaxiales cíclicos y ensayos de columna resonante proporcionados como información de referencia por CDM Smith.

En laboratorio se monitoreó la respuesta de la muestra hasta la presión estimada de confinamiento efectivo en el terreno donde se procedió a realizar los ensayos triaxiales cíclicos de esfuerzo controlado. Los ensayos triaxiales cíclicos de esfuerzo controlado permiten una mejor definición del comportamiento del suelo y control del ensayo. Se comenzaron con el menor nivel de esfuerzos que se puede registrar razonablemente bien

con el equipo y se fueron duplicando los esfuerzos hasta alcanzar deformaciones grandes de la muestra, los cuales corresponden a niveles de deformación de falla, por consiguiente fue posible evaluar las propiedades de rigidez y amortiguamiento en un rango amplio de deformaciones, dentro del cual se encuentra el rango característico experimentado por el suelo durante sismos, el cual está entre 0.01% a 0.3%. Durante el ensayo se registran las presiones de poros así como los esfuerzos y deformaciones de manera que se tienen todos los datos de respuesta de suelo. Para cada nivel de esfuerzos se hicieron ciclos y para cada ciclo se calculó el módulo E equivalente del ciclo y la relación de amortiguamiento. Se hicieron varios ciclos de carga pues durante el sismo el suelo se ve sometido a una secuencia de ciclos de amplitud variable. Por otra parte, al hacer un solo ciclo de carga hay una gran incertidumbre en los valores que se miden pues por razón a la respuesta de la muestra o cualquier tipo de irregularidad o acomodación de la muestra en el ensayo, o por limitaciones de resolución en las mediciones los valores de rigidez pueden variar.

Debido a que en cada ciclo la deformación, y por lo tanto el módulo y el amortiguamiento cambian ligeramente por la respuesta del suelo de esta forma de ensayo permite identificar la curva dinámica de manera completa.

Por otra parte, con la información de los ensayos de columna resonante, se logran datos para niveles de deformación a partir de $1E-4$ por lo que se pudieron definir las curvas dinámicas completas a partir de estos ensayos. Las curvas de variación del módulo de corte con la deformación son iguales a las del módulo E si se considera que la relación de poisson, o la relación entre el módulo de corte y el de compresibilidad volumétrica son constantes para la muestra durante la prueba, lo cual se considera que es una suposición razonable.

Los ensayos triaxiales cíclicos se realizaron sobre muestras obtenidas con tubo Shelby a muestras obtenidas a profundidades de 7, 8, 14, 18 y 27 m. En la Figura 16 y Figura 17, se presentan los datos de las curvas dinámicas medidas en laboratorio para cada una de las muestras y adicionalmente se presentan las curvas dinámicas de referencia propuestas por Ishibashi y Zhang (1993). Los ensayos se hicieron, con varios ciclos de carga controlados de manera totalmente automática por el equipo a cada nivel de esfuerzo. Se aprecia que las curvas de amortiguamiento presentan mayor dispersión que las curvas de variación del módulo E.

Con base en los datos de otros estudios reportados en la literatura técnica relacionada en las referencias y de datos de estudios realizados por el autor relacionados en las referencias, se ha observado una tendencia general para los suelos arcillosos en función del confinamiento y la plasticidad, a partir de lo cual se tomó un rango de las curvas que representan el comportamiento del depósito. Sin embargo, de todas maneras existe incertidumbre con respecto a esto, razón por lo cual en el estudio se ha considerado un rango de variación razonable con base en los resultados de los ensayos disponibles. Este rango tiene en cuenta efectos tales como la posible variación de las curvas debidas al diferente estado de esfuerzos de consolidación con respecto a las condiciones reales en el terreno que son una condición K_0 mientras que la condición de ensayo es de consolidación isotrópica, y muchos otros efectos que no se pueden cuantificar, tales como la tasa de carga, el número de ciclos, y la afectación de las condiciones de la muestra debido a los cambios de esfuerzos y deformaciones inducidas por el muestreo, aún si las muestras no sufren absolutamente ningún maltrato durante ese proceso lo cual es altamente improbable.

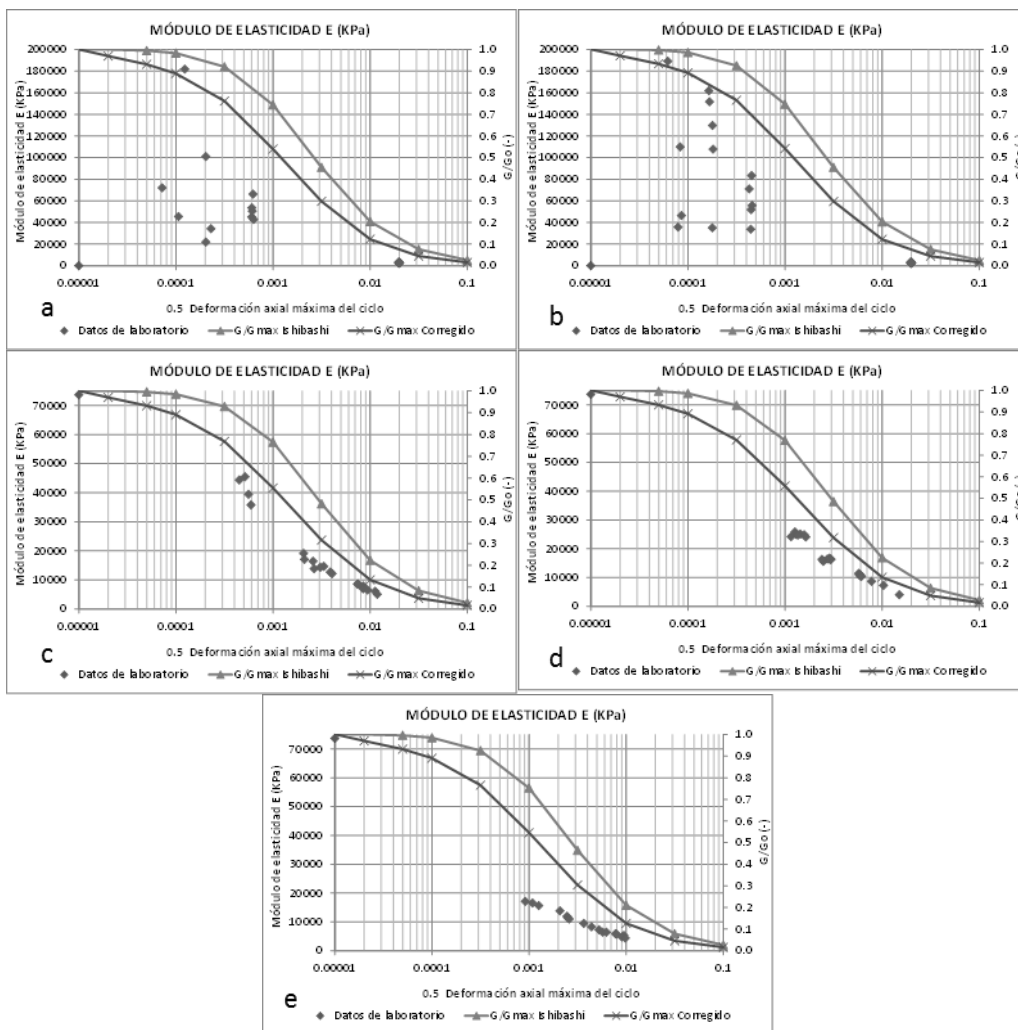


Figura 16. Datos de Módulo E con la deformación axial de los ensayos triaxiales cíclicos y curvas calculadas con las expresiones de Ishibashi y Zhang (1993) donde a) muestra a 7 m de profundidad, b) muestra a 8 m de profundidad, c) muestra a 14 m de profundidad, d) muestra a 18 m de profundidad, e) muestra a 27 m de profundidad

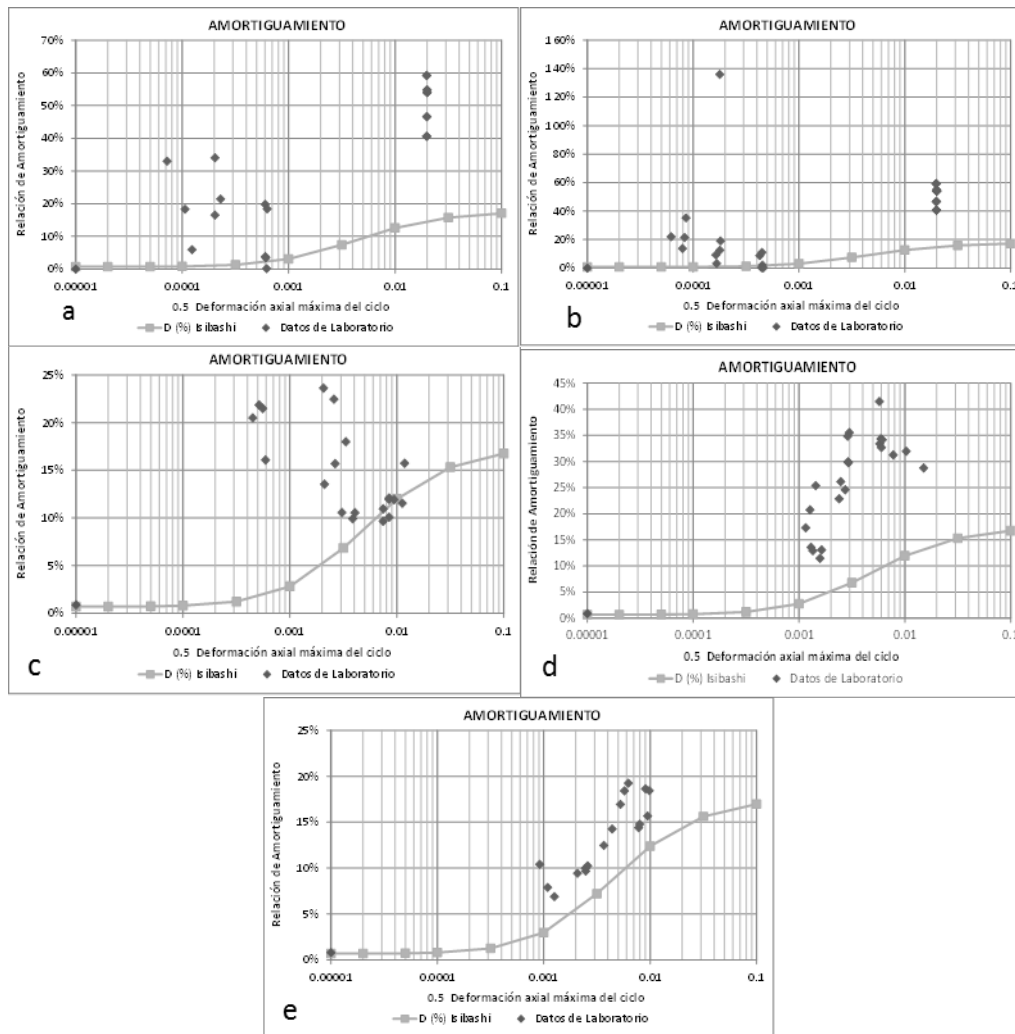


Figura 17. Datos de Relación de Amortiguamiento con la deformación axial de los ensayos triaxiales cíclicos para los suelos del perfil, curvas calculadas con las expresiones de Ishibashi y Zhang (1993) donde a) muestra a 7 m de profundidad, b) muestra a 8 m de profundidad, c) muestra a 14 m de profundidad, d) muestra a 18 m de profundidad, e) muestra a 27 m de profundidad

A continuación se hace una relación de las curvas empleadas para cada uno de los materiales identificados en la estratigrafía:

- Las curvas de amortiguamiento para el material 1, correspondiente a arcilla de consistencia media, se consideraron las curvas propuestas por Ishibashi y Zhang (1993) para arcillas con índice de plasticidad de 60% y los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos.
- Para el material 2, correspondiente al estrato de material con alto contenido orgánico, se consideraron las curvas propuestas P.Kalliglou et al (2009).
- El material 3, correspondiente a una arcilla limosa de consistencia media a rígida, se consideraron las curvas propuestas por Ishibashi y Zhang (1993) para arcillas con índice de plasticidad de 30% y los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos.

- El material 4, correspondiente a arcillolitas muy meteorizadas, se consideraron las curvas propuestas por Isibashi y Zhang (1993) para arcillas con índice de plasticidad de 10%.
- El material 5 correspondiente areniscas y arcillolitas fracturadas, se consideraron las curvas propuestas por Kokusho (1980) para roca fracturada con un esfuerzo de confinamiento efectivo de 300 kPa.
- Finalmente para el material 6, considerado el nivel de rocas sana, se consideraron curvas uniformes debido a que el material es bastante rígido y presumiblemente no presenta grandes deformaciones cortantes.

En la Figura 18 se muestran las curvas de degradación y amortiguamiento de cada uno de los materiales que se modelaron y que se relacionaron anteriormente

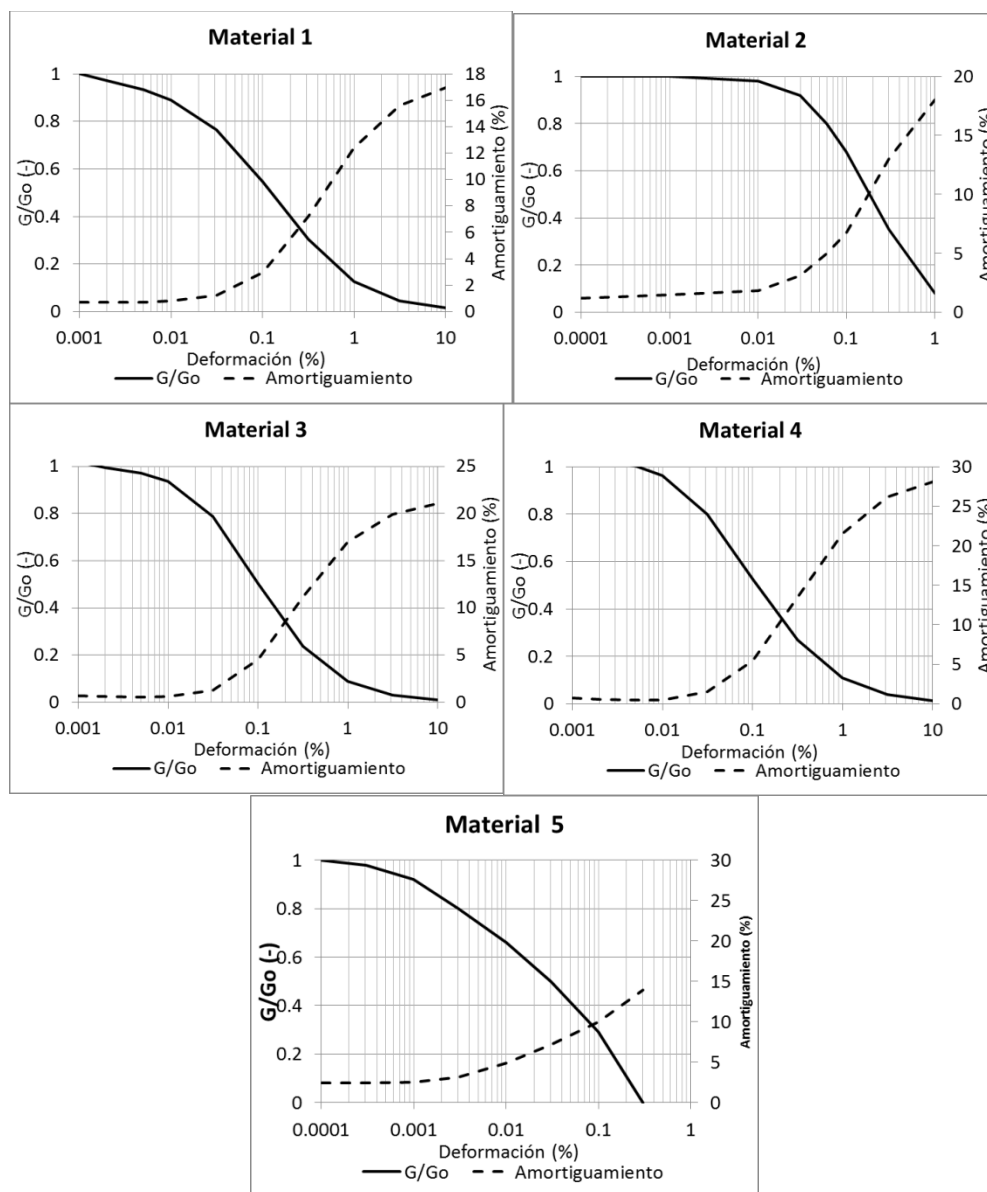


Figura 18. Curvas dinámicas empleadas en el análisis de respuesta dinámica 1D

3.3 Análisis de Respuesta Sísmica

Se realizaron análisis de respuesta bidimensionales para revisar efectos topográficos y de sitio. Debido a restricciones del modelo bidimensional empleado de no considerar la degradación del módulo cortante y el cambio del amortiguamiento en función de las deformaciones por corte, se precisó hacer primero un análisis unidimensional lineal equivalente para calibrar las deformaciones por corte y determinar el orden de los módulos de corte y amortiguamiento para los sismos de análisis. Por lo tanto, con propósito de llegar a un estimativo razonable para los espectros de diseño se utilizó la siguiente metodología:

- Realización de análisis de respuesta dinámica unidimensional lineal equivalente para la obtención de los perfiles de deformación al corte promedio; con la deformación al corte promedio, se determina el módulo de rigidez cortante y el amortiguamiento efectivo a cada estrato considerado a partir de las curvas consideradas para cada material para la posterior implementación en el modelo bidimensional.
- Realización de análisis de respuesta dinámica bidimensional.
- Determinación de historias de desplazamiento del análisis bidimensional para determinar el instante de mayor desplazamiento.
- Para los instantes de mayor desplazamiento se realizaron cortes transversales del modelo bidimensional para determinar la profundidad de la base sísmica.
- Determinación de las historias de aceleración a nivel de superficie y a nivel de la base sísmica para un periodo de retorno de 475 años.
- Determinación de la relación espectral como la relación entre el espectro de respuesta a nivel de superficie y a nivel de la base sísmica con respecto al espectro de respuesta en roca para cada sismo. Se determina la relación espectral promedio y posteriormente se multiplica por el espectro de amenaza uniforme.
- Comparar la envolvente obtenida con la NSR-10 para dar las recomendaciones finales de diseño.

3.4 Análisis unidimensional

Se hicieron análisis de respuesta unidimensional con el programa Deepsoil V5.0 (desarrollado por Hashash, Y, Musgrove, M. en 2011). Este programa realiza análisis de propagación unidimensional de ondas de corte horizontal con un método lineal equivalente para tener en cuenta las variaciones de la relación de amortiguamiento y el módulo de corte con la deformación en los suelos del perfil. El programa es en esencia igual al programa Shake91 (desarrollado por Idriss & Sun en 1991), pero con una implementación más moderna y conveniente para su uso.

En la Figura 19 se presenta el perfil de suelos modelado, los nombres de las diferentes capas (materiales) hacen referencia a las curvas dinámicas utilizadas para el cálculo. También se presenta el periodo fundamental reportado por el programa Deepsoil para el perfil de análisis considerado el cual corresponde a 0.87 seg.

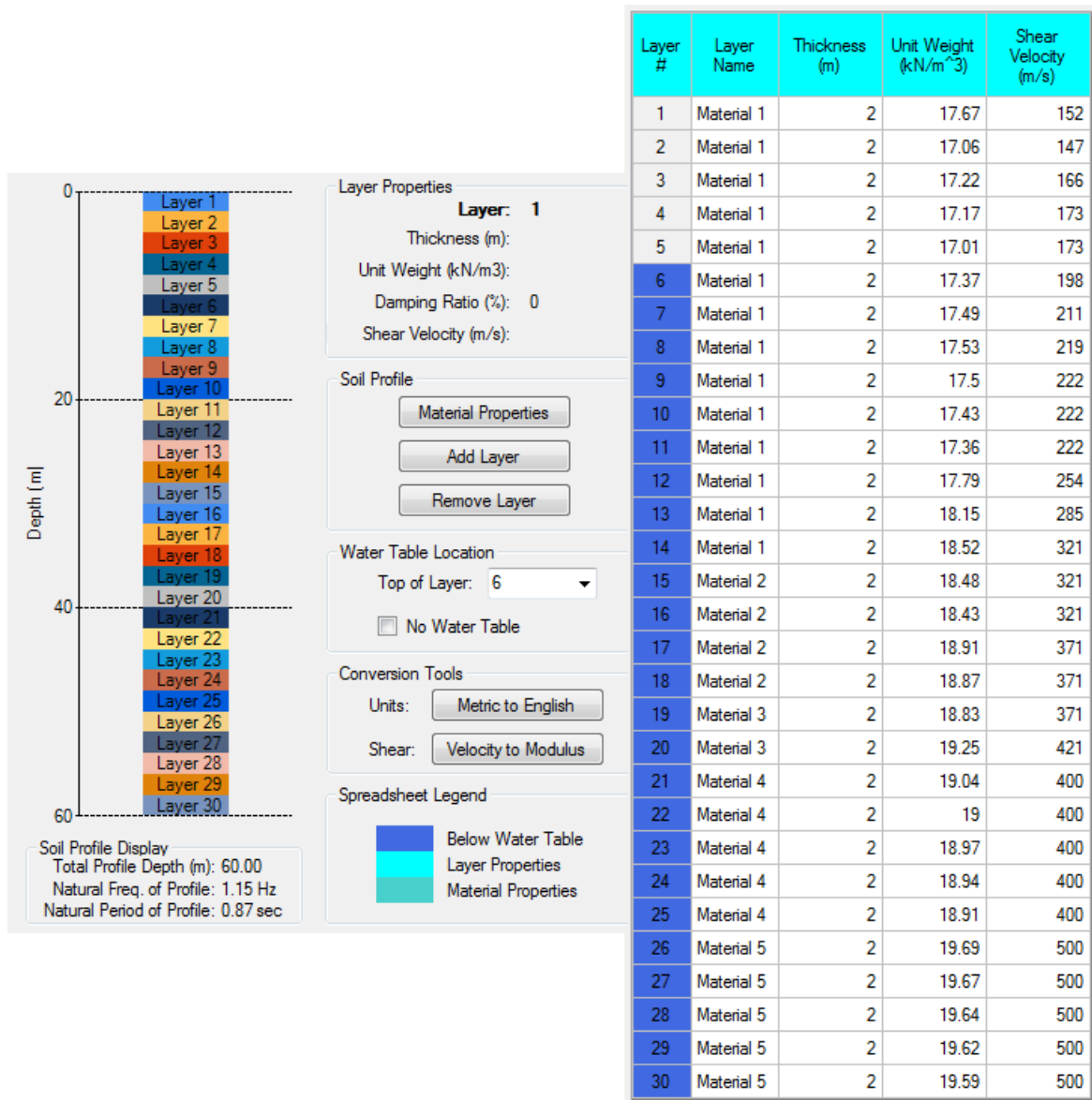


Figura 19. Perfil 2 (Periodo natural de vibración del perfil 0.87 seg)

Se busca calibrar los niveles de degradación del módulo y las relaciones de amortiguamiento para los diferentes tipos de materiales, en la Figura 20 se presentan la relación de módulos y amortiguamiento resultado del análisis unidimensional por sismo. Para efectos de los análisis bidimensionales se consideró el perfil promedio para cada material.

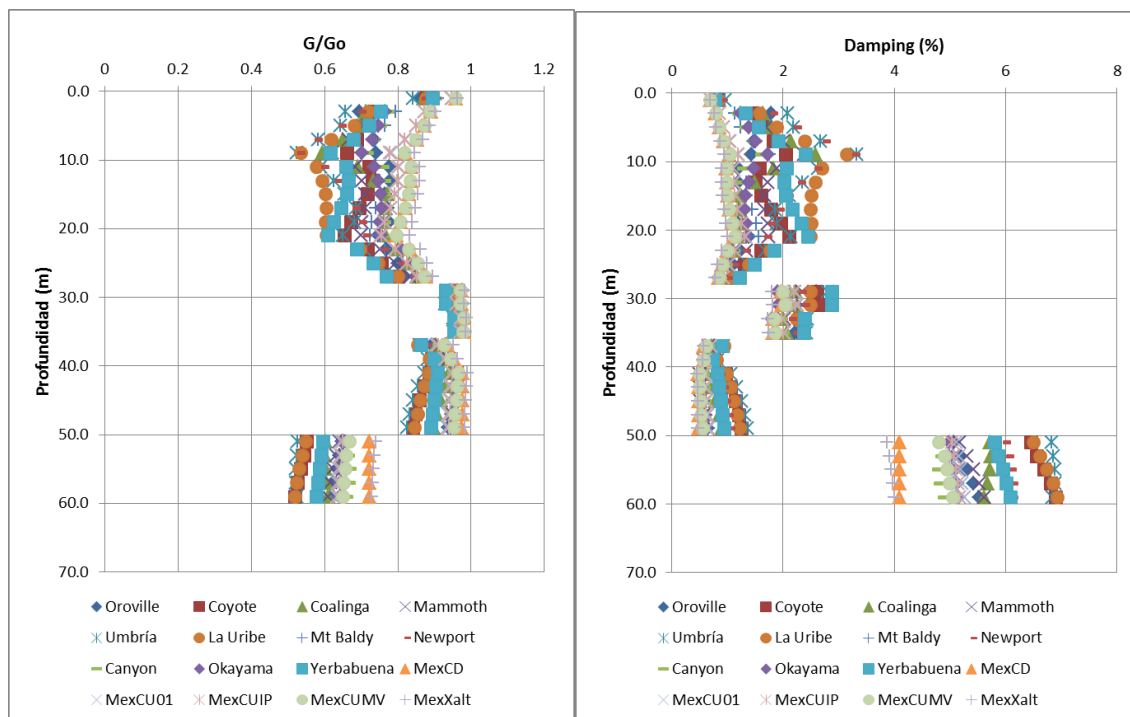


Figura 20. Perfiles de relación módulo de corte y amortiguamiento

3.5 Modelo de Análisis Bidimensional

Se realizó un modelo en elementos finitos mediante PLAXIS 2D 2012 AE de 1050 m de longitud, con una malla conformada por 7249 elementos triangulares de 15 nodos y con un tamaño promedio de elementos de 6.12 m. El mallado del modelo se realizó de forma tal que se cumpliera la siguiente relación:

$$\Delta l \leq \frac{\lambda_{min}}{6}$$

Donde Δl es la distancia máxima entre nodos consecutivos, y λ_{min} es la longitud de onda más pequeña que se puede propagar en el material. De acuerdo con la capa más blanda, el λ_{min} es de 14 m. Con este espaciamento se garantiza que no hayan problemas de filtrado de alta frecuencia por la malla empleada (Kramer 1996).

Para la simulación del sismo se impuso un movimiento en la base del modelo y una serie de fronteras absorbentes en los costados laterales para simular la irradiación de las ondas y evitar la reflexión de ondas producida por la incorporación de fronteras laterales. En la Figura 21 se presenta el modelo general usado en los análisis.

Con el fin de revisar la variación en la respuesta a lo ancho del proyecto, dado el gran ancho de aproximadamente 350 m, se seleccionaron 3 puntos de control para evaluar los resultados obtenidos de la modelación. En la Figura 21 se presenta donde se localizaron los puntos; el punto A corresponde al extremo occidental del proyecto, el punto E corresponde al extremo oriental del proyecto y el punto C en la mitad entre los dos extremos.

De acuerdo con los resultados obtenidos de los análisis unidimensionales con los cuales se calibró el módulo de corte y los amortiguamientos para los niveles de deformación

alcanzados en los sismos, en la Tabla 9 se presentan los valores de G/G_0 , amortiguamiento, G y su equivalente en V_s , y los parámetros α y β del amortiguamiento de Raleigh para los materiales ya una vez degradados para los niveles de deformación alcanzados. Ya que PLAXIS 2D 2012 AE trabaja con un amortiguamiento tipo Raleigh, se determinaron los parámetros α y β de Raleigh equivalentes para el amortiguamiento obtenido en los análisis unidimensionales.

Tabla 9. Datos de entrada PLAXIS 2D 2012 AE

Material	γ_t (kN/m ³)	G/G_0	Amortig. (%)	G (kPa)	V_s degradado (m/s)	Amortig. de Raleigh α	Amortig. de Raleigh β
Material 1-1	17.2	0.65	1.5	33849	140.3	0.0898	0.0005
Material 1-2	17.7	0.65	1.5	71332	200.8	0.0898	0.0005
Material 2	18.7	0.65	1.5	145515	279.0	0.0898	0.0005
Material 3	19.0	0.90	2.0	268155	375.7	0.1197	0.0006
Material 4	19.0	0.90	1.0	273600	379.5	0.0598	0.0003
Material 5	19.7	0.60	5.0	295500	387.3	0.2992	0.0015

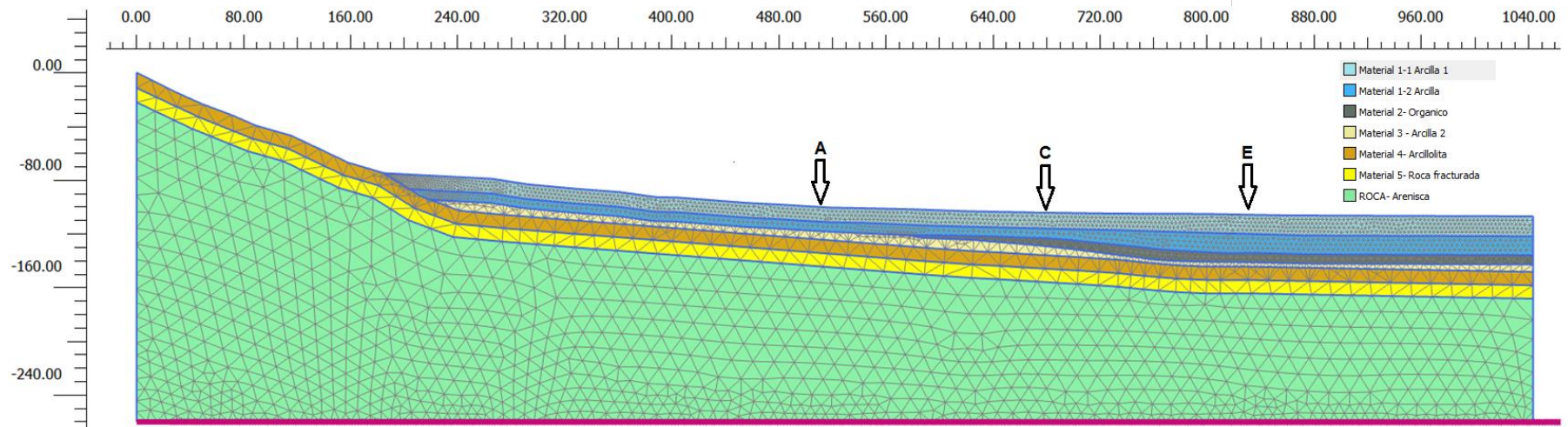


Figura 21. Modelo general de elementos finitos usado para los análisis de respuesta

3.5.1 Espectros de respuesta a nivel de la superficie

Se determinaron las relaciones espectrales promedio para cada punto seleccionado como el promedio de la relación entre la respuesta obtenida en superficie y la respuesta obtenida en la roca para cada uno de los sismo de diseño. En la Figura 22 y la Figura 23 se presentan las relaciones espectrales para los puntos de control seleccionados.

Se puede ver en las relaciones espectrales que los máximos picos ocurren a aproximadamente los periodos naturales del depósito. Para el caso del punto A el principal pico ocurre a un periodo de 0.53 seg, para el punto C a 0.61 seg y para el punto E a 0.80 seg. Este aumento sucesivo en el periodo fundamental es totalmente consecuente debido a que el periodo fundamental es proporcional con el espesor del depósito; en la zona del proyecto el espesor del depósito aumenta en sentido occidente-oriente por lo que en el punto A se presenta el menor espesor y en el punto E el mayor espesor.

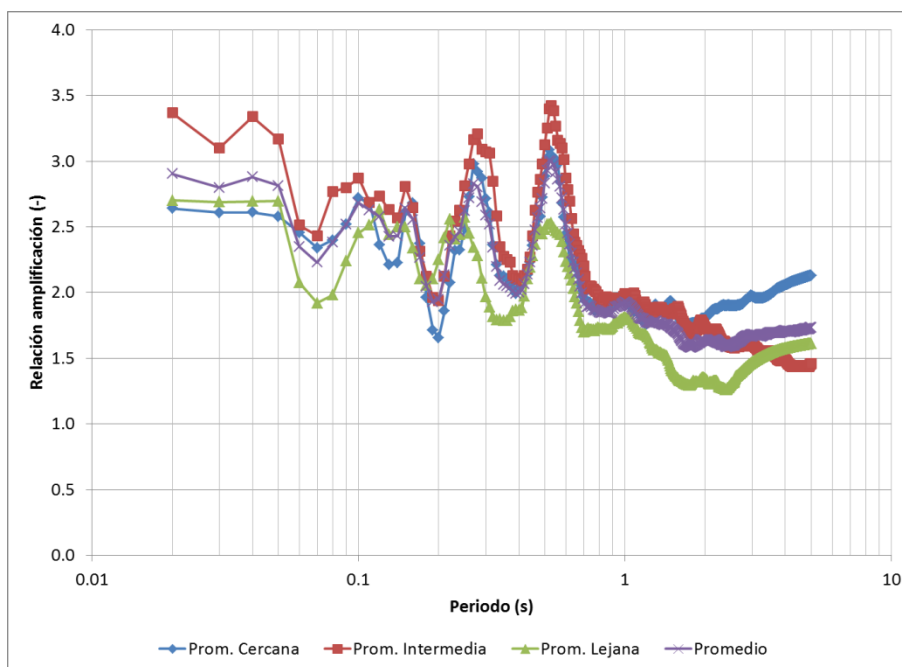


Figura 22. Relaciones espectrales promedio punto A - superficie

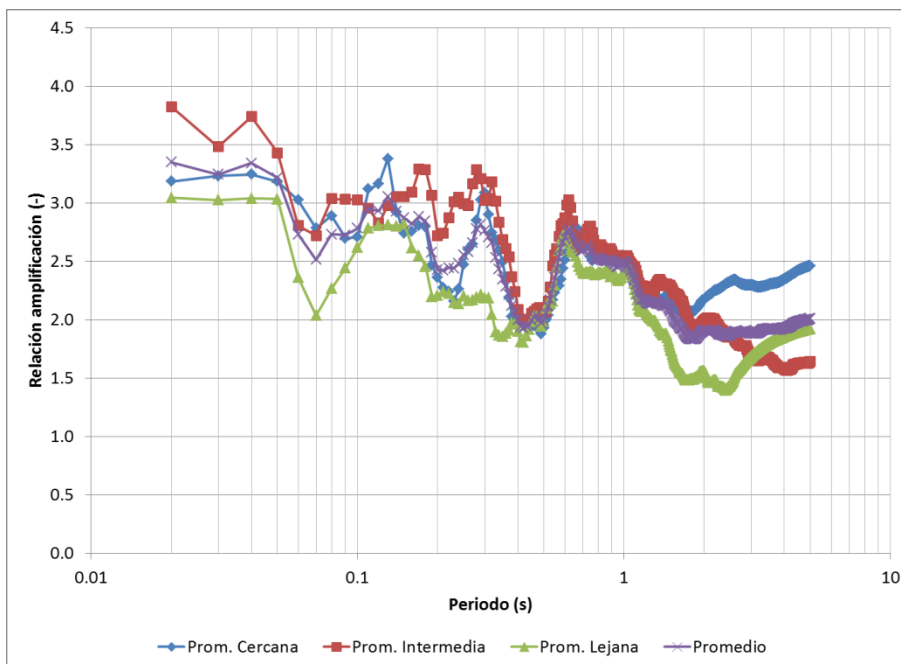


Figura 23. Relaciones espectrales promedio punto C - superficie

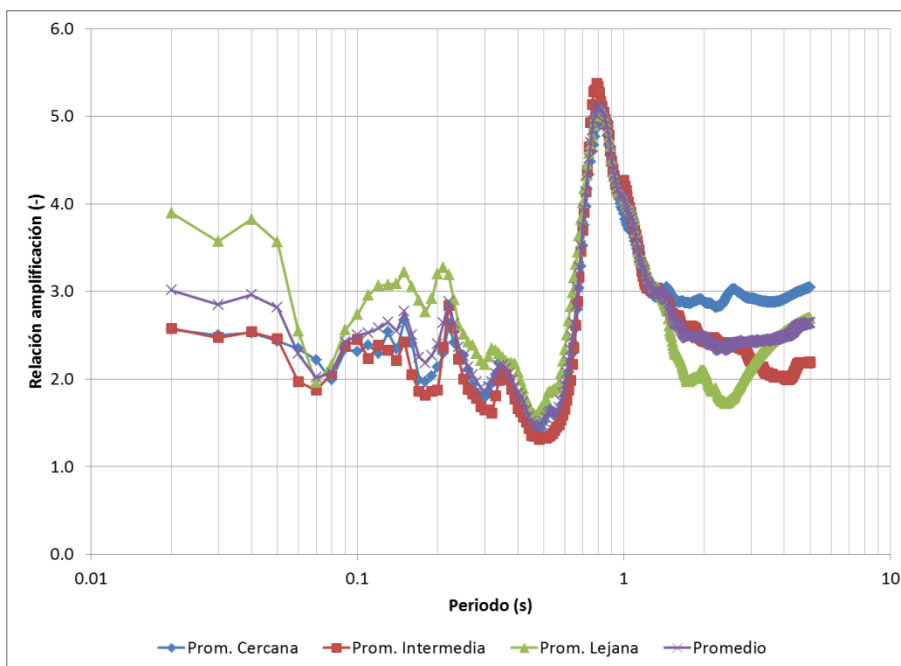


Figura 24. Relaciones espectrales promedio punto E - superficie

A partir de las relaciones espectrales determinadas anteriormente se calcularon los espectros de respuesta como la multiplicación de la relación espectral por el espectro de amenaza uniforme. De la Figura 25 a la Figura 27 se presentan los resultados de espectro de respuesta para cada punto y la comparación con el espectro para suelos tipo E de la NSR-10 y el espectro final de diseño.

Los resultados de la respuesta de los puntos A y B presentan el mismo espectro de diseño. Por otra parte, el espectro de diseño del punto E presenta una variación en la que la meseta del espectro de diseño se mueve hacia mayores periodos debido a que presenta la mayor diferencia en el periodo fundamental.

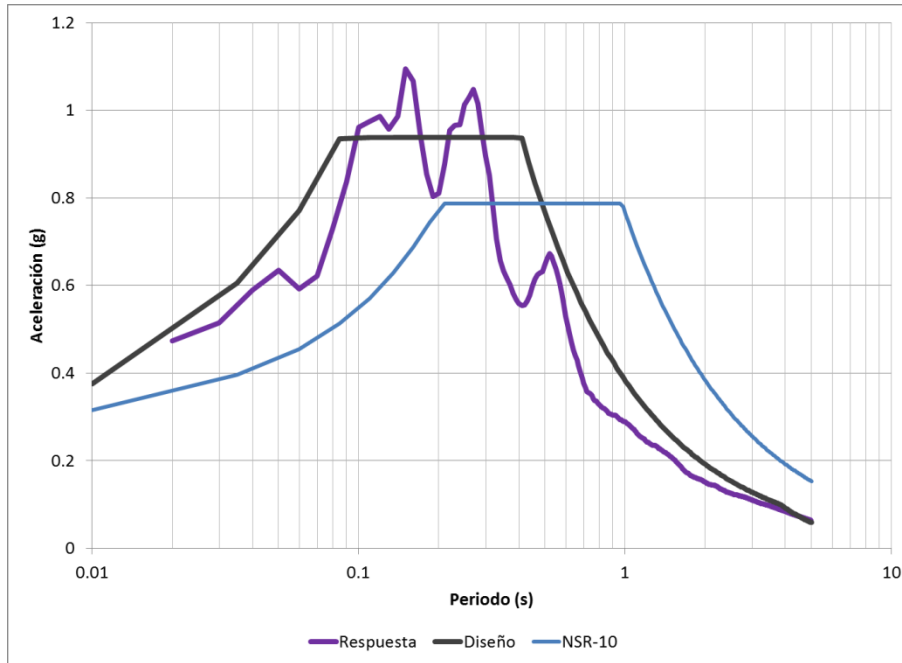


Figura 25. Espectro de respuesta de diseño punto A - superficie

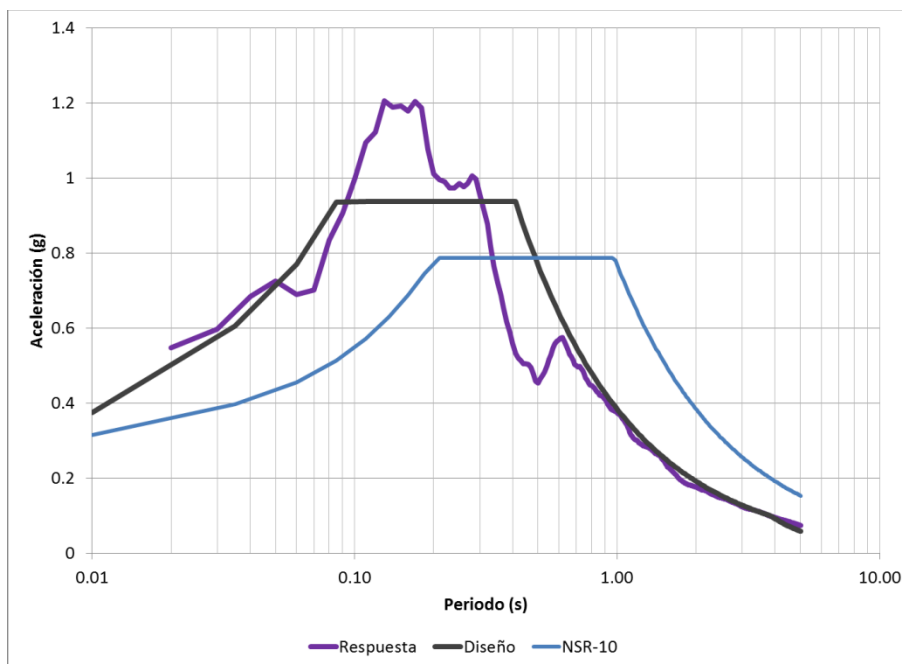


Figura 26. Espectro de respuesta de diseño punto C - superficie

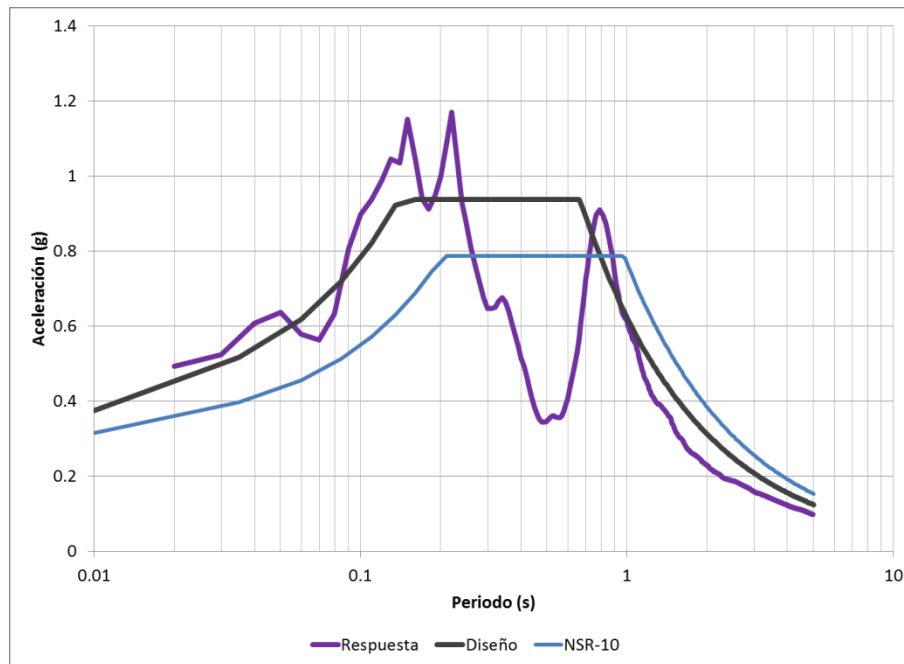


Figura 27. Espectro de respuesta de diseño punto E - superficie

3.5.2 Espectros de respuesta a nivel de la base sísmica

Se identificaron los instantes de desplazamiento máximo absoluto a nivel de superficie para cada sismo. En la Figura 28 se presentan las historias de desplazamientos de tres de los sismos analizados (Umbría, Yerbabuena y Xaltinguis), en los cuales se identifica el instante de desplazamientos máximo absoluto con línea punteada.

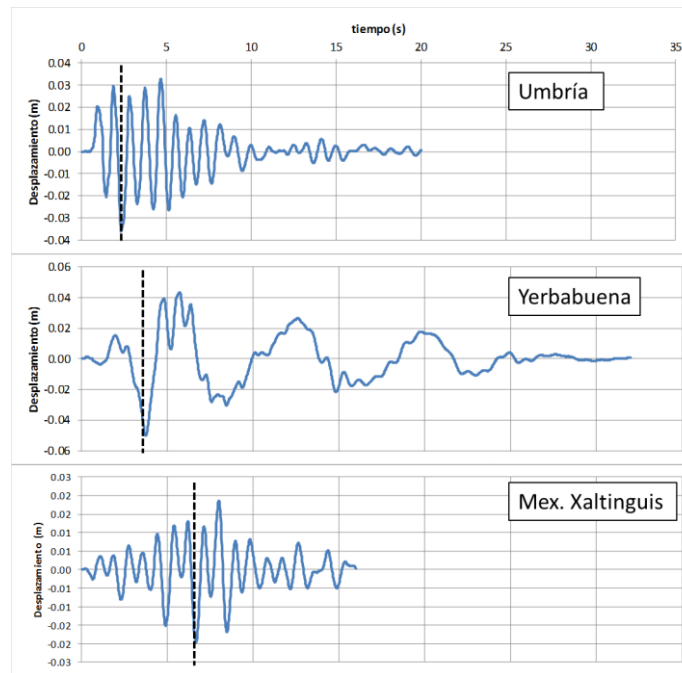


Figura 28. Identificación instante de desplazamientos máximos

En el instante del desplazamiento máximo absoluto se determinó el perfil de desplazamientos desde superficie hasta la roca. En la Figura 29 se presenta el perfil de desplazamientos máximos relativos. Se puede apreciar cómo en los primeros metros del perfil se presenta un aumento de los desplazamientos con respecto al resto del perfil, que alcanzan valores del orden de 2.2 cm. Se puede apreciar cómo por debajo de los 26 m de profundidad los desplazamientos relativos con respecto a la profundidad de la roca serían pequeños, entre 0.5 cm y 1 cm. Con base en estos resultados, se puede adoptar como nivel de base sísmica para los pilotes la profundidad de 26 m por debajo del nivel del terreno.

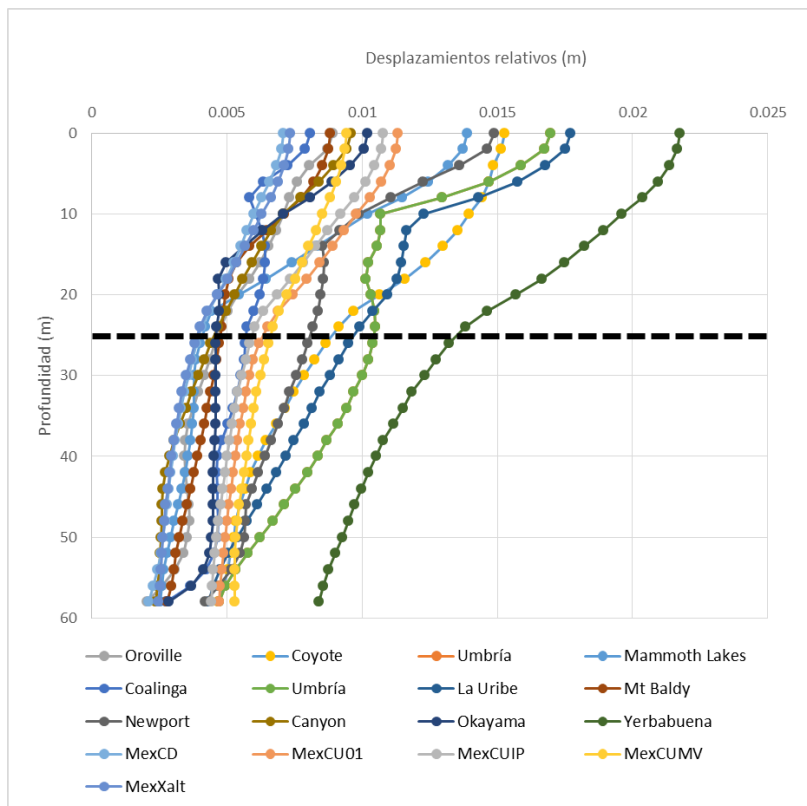


Figura 29. Perfiles de desplazamientos relativos

Ya una vez identificada la profundidad de la base sísmica, se determinaron las relaciones espectrales entre la base sísmica y la roca. En la Figura 30 a la Figura 32 se presentan los resultados de las relaciones espectrales a nivel de la base sísmica. A diferencia de los resultados obtenidos en superficie, a nivel de la base sísmica se presenta relaciones espectrales menores y los picos tienden a presentarse a periodos menores debido a que la base sísmica se encuentra más próxima al basamento rocoso por lo que se presenta menor espesor de suelos, el efecto de amplificación es menor y el periodo natural de vibración es menor.

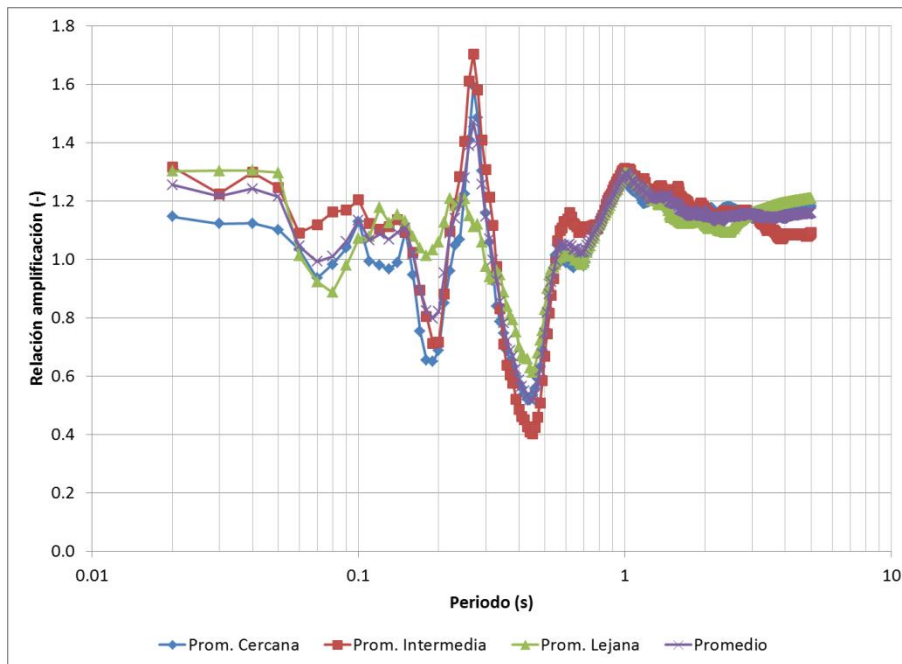


Figura 30. Relaciones espectrales promedio punto A – base sísmica

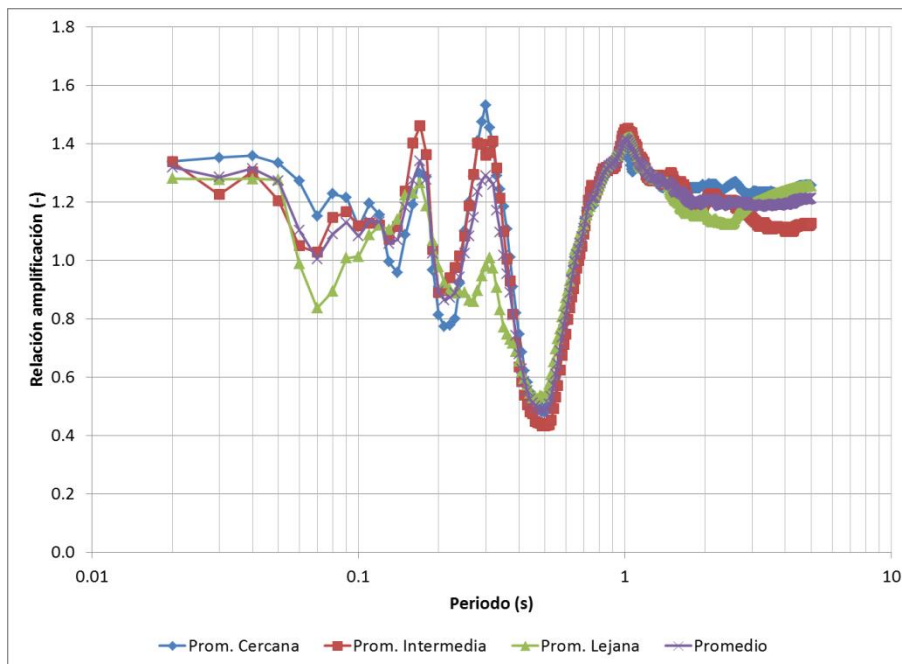


Figura 31. Relaciones espectrales promedio punto C – base sísmica

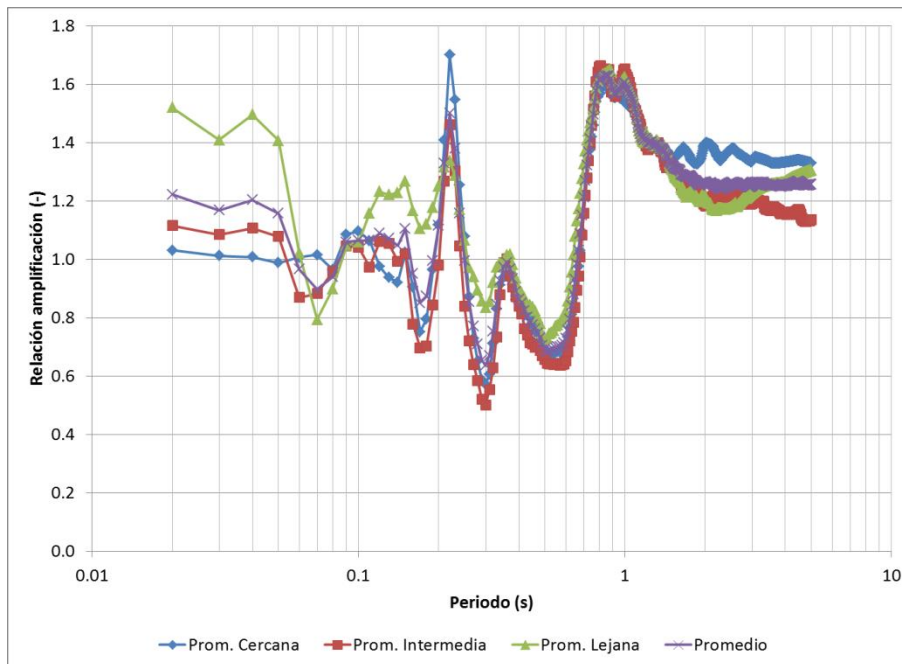


Figura 32. Relaciones espectrales promedio punto E – base sísmica

Se calcularon los espectros de respuesta para los diferentes puntos de análisis. Los espectros obtenidos se presentan de la Figura 33 a la Figura 35. Acorde con lo obtenido en las relaciones espectrales que son menores a nivel de la base sísmica que en la superficie, los espectros de respuesta obtenidos a nivel de base sísmica son menores a los obtenidos en la superficie.

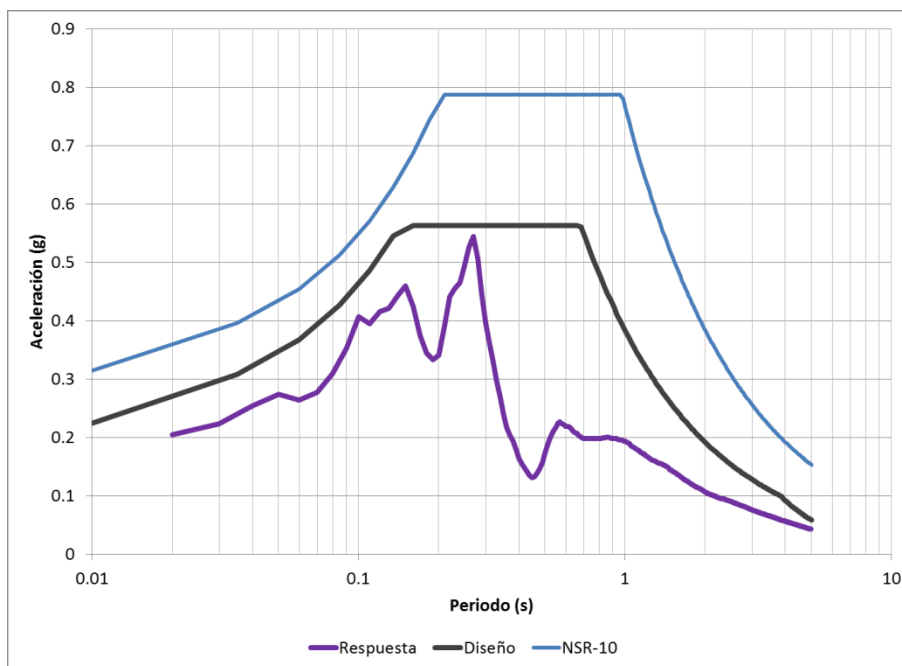


Figura 33. Espectro de respuesta de diseño punto A – base sísmica

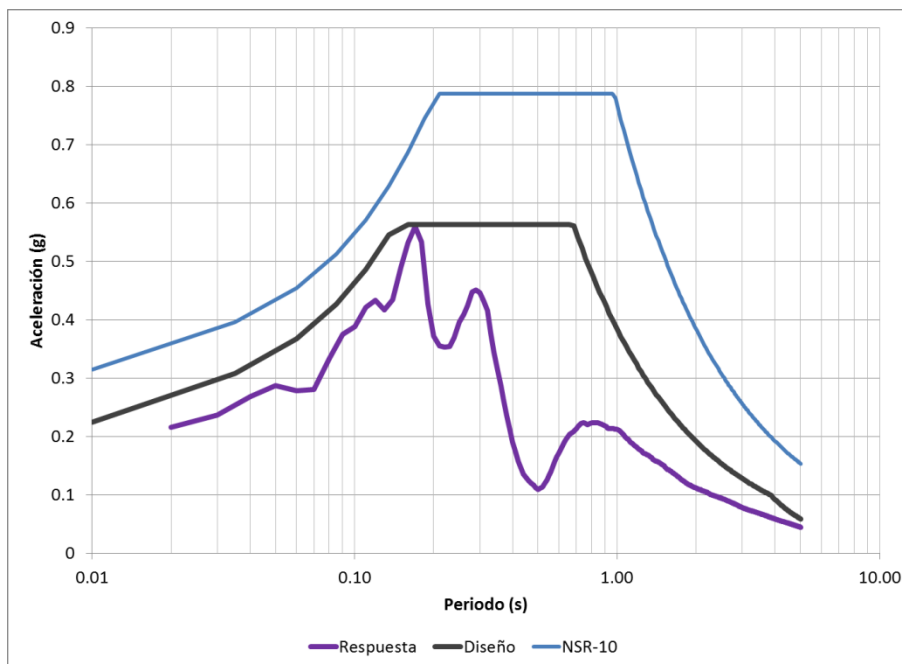


Figura 34. Espectro de respuesta de diseño punto C – base sísmica

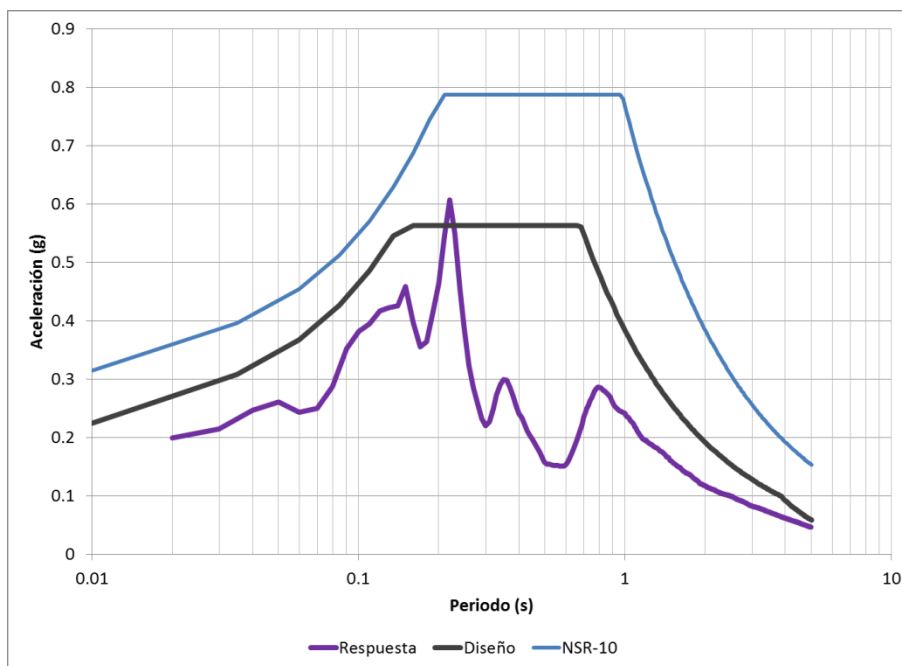


Figura 35. Espectro de respuesta de diseño punto E – base sísmica

En los espectros de respuesta a nivel de la base sísmica, si bien se presentan diferencias en la respuesta de los puntos de análisis debido a los suelos por debajo de la base sísmica que inciden en la diferenciación de la respuesta, las diferencias no son tan significativas que amerite hacer una diferenciación y zonificación en el espectro de diseño recomendado, a diferencia de los espectros de respuesta de diseño obtenidos en superficie.

3.5.3 Espectro de Diseño

- Superficie

Con base en los resultados discutidos anteriormente se distinguen dos zonas de respuesta, la zona 1 correspondiente al área entre el extremo occidental y el centro del proyecto (puntos A y C) y la zona 2 correspondiente el extremo oriental del proyecto (Punto E). En la Figura 36 se presenta la zonificación definida del proyecto.

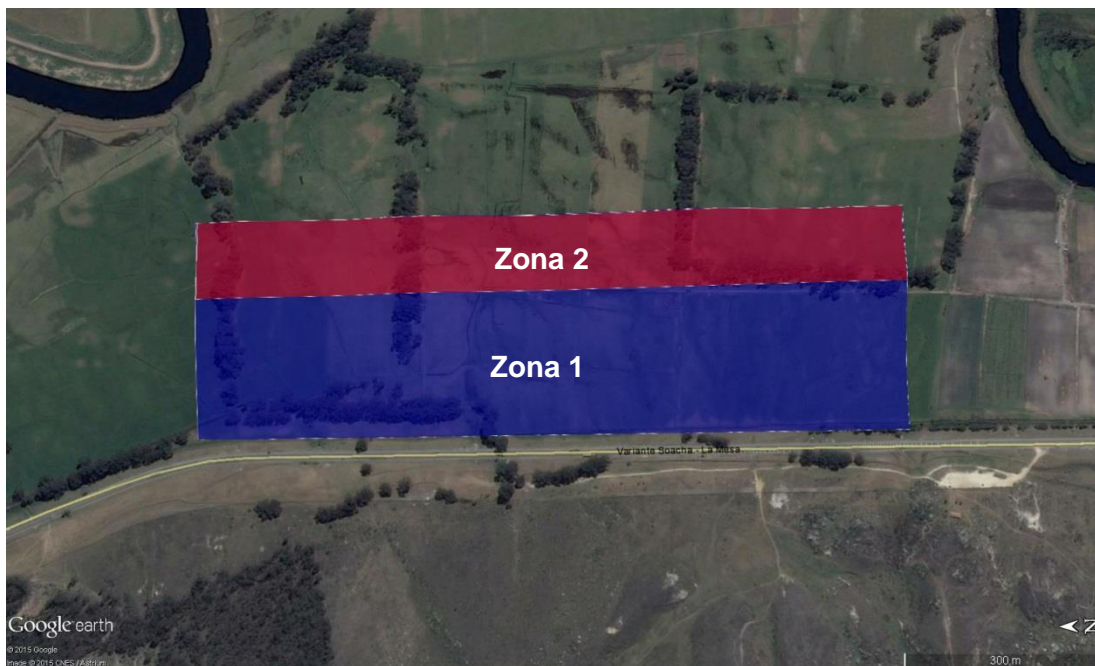


Figura 36. Zonificación sísmica del proyecto superficie

En la Tabla 10 se presentan los parámetros para la construcción de los espectros de diseño a partir de los parámetros definidos en la NSR-10.

Tabla 10. Parámetros para construcción espectros de diseño - superficie

Zona	Aa	Av	Fa	Fv
1	0.15	0.20	2.50	1.60
2	0.15	0.20	2.50	2.60

Finalmente en la Tabla 11 se presentan tabulados los valores de los espectros de diseños definidos.

Tabla 11. Valores para la construcción del espectro de respuesta recomendado - superficie

T (s)	Zona 1 Sa (g)	Zona 2 Sa (g)
0.01	0.375	0.375
0.10	0.938	0.797
0.20	0.938	0.938
0.29	0.938	0.938

T (s)	Zona 1 Sa (g)	Zona 2 Sa (g)
0.39	0.938	0.938
0.48	0.800	0.938
0.57	0.669	0.938
0.67	0.575	0.934
0.76	0.504	0.819
0.86	0.449	0.729
0.95	0.404	0.657
1.04	0.368	0.598
1.14	0.338	0.548
1.23	0.312	0.507
1.33	0.290	0.471
1.42	0.270	0.440
1.51	0.254	0.412
1.61	0.239	0.388
1.70	0.226	0.367
1.80	0.214	0.348
1.89	0.203	0.330
1.98	0.194	0.315
2.08	0.185	0.300
2.17	0.177	0.287
2.27	0.169	0.275
2.36	0.163	0.264
2.45	0.157	0.254
2.55	0.151	0.245
2.64	0.145	0.236
2.74	0.140	0.228
2.83	0.136	0.221
2.92	0.131	0.213
3.02	0.127	0.207
3.11	0.123	0.201
3.21	0.120	0.195
3.30	0.116	0.189
3.39	0.113	0.184
3.49	0.110	0.179
3.58	0.107	0.174
3.68	0.104	0.170
3.77	0.102	0.166
3.86	0.099	0.162
3.96	0.094	0.158

T (s)	Zona 1 Sa (g)	Zona 2 Sa (g)
4.05	0.090	0.154
4.15	0.086	0.151
4.24	0.082	0.147
4.33	0.079	0.144
4.43	0.075	0.141
4.52	0.072	0.138
4.62	0.069	0.135
4.71	0.066	0.133
4.80	0.064	0.130
4.90	0.061	0.127
4.99	0.059	0.125

- Base sísmica

A partir de los resultados de los análisis discutidos anteriormente, se presenta un espectro de diseño a nivel de la base sísmica para toda el área del proyecto. En la Tabla 12 se presentan los parámetros para la construcción del espectro de diseño a partir de los parámetros definidos en la NSR-10.

Tabla 12. Parámetros para construcción espectros de diseño - base sísmica

Aa	Av	Fa	Fv
0.15	0.20	1.50	1.60

Finalmente en la Tabla 13 se presentan tabulados los valores de los espectros de diseños definidos.

Tabla 13. Valores para la construcción del espectro de respuesta recomendado - base sísmica

T (s)	Sa (g)
0.01	0.225
0.11	0.485
0.21	0.563
0.31	0.563
0.41	0.563
0.51	0.563
0.61	0.563
0.71	0.544
0.81	0.477
0.91	0.424
1.00	0.382
1.10	0.348
1.20	0.319

T (s)	Sa (g)
1.30	0.295
1.40	0.274
1.50	0.256
1.60	0.240
1.70	0.226
1.80	0.213
1.90	0.202
2.00	0.192
2.10	0.183
2.20	0.175
2.30	0.167
2.40	0.160
2.50	0.154
2.60	0.148
2.70	0.142
2.79	0.137
2.89	0.133
2.99	0.128
3.09	0.124
3.19	0.120
3.29	0.117
3.39	0.113
3.49	0.110
3.59	0.107
3.69	0.104
3.79	0.101
3.89	0.098
3.99	0.093
4.09	0.088
4.19	0.084
4.29	0.080
4.39	0.077
4.49	0.073
4.58	0.070
4.68	0.067
4.78	0.064
4.88	0.062
4.98	0.059

Se debe tener presente que partir del nivel de la base sísmica hacia arriba se presenta un efecto de amplificación por respuesta sísmica en la estructura; por lo tanto, para los

análisis de interacción suelo-pilote se deberá considerar por encima de la base sísmica resortes de suelo considerando los módulos cortantes (G) de los suelos de material 1-1 y material 1-2 presentados en la Tabla 9 y resumidos en la Tabla 14.

Tabla 14. Módulos cortantes para análisis de interacción suelo-pilote

Profundidad (m)	Estrato	G (kN/m ²)
0.0-7.5	Material 1-1	33849
7.5-26.0	Material 1-2	71332

3.6 Potencial de licuación

Con base en el perfil estratigráfico, se precisaron las características del suelo y circunstancias bajo las cuales podría haber susceptibilidad a la licuación, de acuerdo al numeral H.7.4.4 de la NSR-10, se concluyó que: no se reúnen las condiciones mínimas para que se presente susceptibilidad a la licuación ya que los materiales que se suceden son suelos arcillosos y arenas con altos contenidos de arcilla.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se realizó la evaluación de la amenaza sísmica y el análisis de respuesta dinámica para el proyecto PTAR Canoas, localizado en el municipio de Soacha (Cundinamarca).

Se consideraron los eventos sísmicos que se han identificado como los más importantes para la amenaza sísmica del municipio de Soacha, teniendo como referente el estudio de la Microzonificación Sísmica de Bogotá de 2010. Para cada una de las fuentes identificadas se obtuvieron acelerogramas a nivel de roca de sismos reales de manera que se contara con una amplia gama de acelerogramas representativos de la amenaza. Se consideraron las siguientes fuentes:

Sismos cercanos (de 15 a 20 km.) de sismos con magnitudes del orden de 6.0.

Sismos regionales de magnitud 7.0 a 7.5 a distancias entre 60 y 100 km.

Sismos lejanos de magnitud 8.0 originados en la zona de subducción a unos 400 km.

De acuerdo con el Mapa Geológico de la Sabana de Bogotá (Ingeominas, 2005), en la zona de estudio se localiza superficialmente la Formación Sabana (Q1sa), conformada por un depósito de arcillas, capas de arenas, arcillas arenosas, turbas y en ocasiones gravas. El basamento rocoso se encuentra conformado por intercalaciones de lodolitas y arcillolitas y arenitas de grano fino a muy fino, con matriz lodosa, de color amarillo, bioperturbadas, fracturadas características de la Formación Plaeners del Grupo Guadalupe (K2p).

El sitio de estudio se caracteriza por presentar una estratigráfica compuesta principalmente estratos arcillo limosos con intercalaciones de arena, entre los cuales se destaca la presencia de un nivel orgánico de aproximadamente 4.5 m de espesor localizado entre 30 m a 40 m de profundidad con respecto al nivel actual del terreno. Subyaciendo estos depósitos cuaternarios se localiza un nivel de arcillolita meteorizada y areniscas o arenitas fracturadas en transición hasta el basamento rocoso sano. A partir de la información de exploración geofísica realizada en el área, se estableció que el nivel de

roca sana se encuentra aproximadamente a una profundidad promedio de 60 m con respecto al nivel de la superficie.

De acuerdo con la Norma Sismo-Resistente NSR-10 el perfil de suelo se clasificaría como Tipo F2. Los perfiles de suelo que se clasifiquen como Tipo F requieren una evaluación de efectos locales particulares (Ver A.2.4.4 y A.2.10) lo cual se está cumpliendo con la elaboración del presente estudio.

Con base en la información del perfil de suelos se realizaron análisis de respuesta dinámica considerando tres escenarios en función de la fuente sismogénica y las condiciones estratigráficas del lote. Se realizaron análisis de respuesta bidimensionales para revisar efectos topográficos y de sitio.

A partir de los resultados obtenidos de la respuesta sísmica en superficie, se zonificó el área del proyecto en dos zonas de respuesta sísmica. Para la construcción de los espectros de diseño se recomiendan los parámetros presentados en la Tabla 10 y las ecuaciones presentadas en la Figura 37; la zonificación definida se presenta en la Figura 36. Si una estructura se encuentra en medio de las dos zonas sísmicas se deberá emplear el espectro de diseño que presente la mayor aceleración para su respectivo periodo de diseño. Si en la Zona 2 se presentan excavaciones generales de aproximadamente 5 m de altura, es posible emplear en esta Zona el espectro de respuesta de la Zona 1 en vista que la estratigrafía entre las dos zonas es similar y la zona 1 presenta un espesor del orden de 5 m menos que la zona 2 por lo que bajo estas condiciones el espectro de Zona 1 sería extrapolable a la Zona 2.

Adicionalmente, teniendo presente que determinadas estructuras se cimentarán mediante pilotes hasta la arcillolita, se determinó también el espectro de diseño a nivel de la base sísmica. A partir de los resultados de desplazamientos relativos se determinó el nivel de la base sísmica a 26 m de profundidad de la superficie. A nivel de la base sísmica no se encontraron diferencias considerables en la respuesta que amerite hacer una diferenciación y una zonificación en la respuesta por lo que sólo se considera un espectro de diseño para toda el área del proyecto. Para la construcción de los espectros de diseño se recomiendan los parámetros presentados en la Tabla 12 y las ecuaciones presentadas en la Figura 37.

En la Figura 37 se presentan las ecuaciones y la forma para la construcción del espectro de diseño según las ecuaciones dadas en la NSR-10.

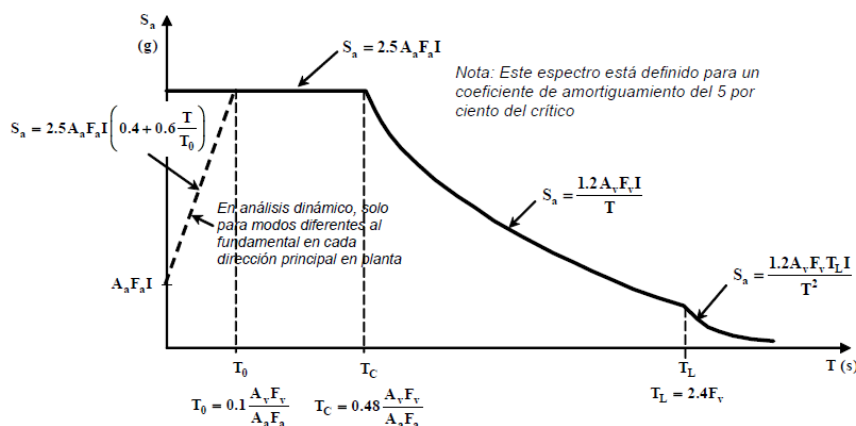


Figura 37. Ecuaciones para espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento

El factor de importancia (I) se lo atribuirá el diseñador de las diferentes estructuras de acuerdo al uso y al tipo de estructura definidos en el numeral A.2.5 de la NSR-2010.

Para los análisis de interacción suelo-pilote se recomienda emplear para los suelos por encima de la base sísmica los módulos cortantes presentados en la Tabla 14.

Con base en el perfil estratigráfico, se precisaron las características del suelo y circunstancias bajo las cuales podría haber susceptibilidad a la licuación, de acuerdo al numeral H.7.4.4 de la NSR-10, y se concluye que no se reúnen las condiciones mínimas para que se presente susceptibilidad a la licuación ya que los materiales que se suceden son suelos finos arcillosos y arenas con alto contenido de finos.

Bogotá D.C, Febrero 25 de 2016



Jorge Alberto Rodríguez O. IC, MSCE, PhD

Mat. 25202-26120 CND

5. BIBLIOGRAFÍA

AIS, (1997), Estudio general de amenaza sísmica de Colombia

AIS, (2009), Estudio general de amenaza sísmica de Colombia

Electric Power Research Institute, (1989), Probabilistic seismic hazard evaluations at nuclear plant sites in the Central and Eastern United States: Resolution of the Charleston earthquake issue, Technical report NP-6593-D, Research project P101-53, prepared for the seismicity owners group.

Federal Highway Administration. Geotechnical Engineering Circular No. 5 - Evaluation of Soil and Rock Properties (GEC-5), 2002

FOPAE (2010), Zonificación de la respuesta sísmica de Bogotá para el diseño sismo resistente de edificaciones

Gallego.M (2000) Estudio general de amenaza sísmica de Colombia, Tesis de maestría Universidad Nacional Autónoma de México, 110 pp

I.M. Idriss, R.W. Boulanger, (2006), Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, EISEVIER.

Ishibashi (1992), Discussion to Effect of soil plasticity on cyclic response by M. Vucetic and R. Dobry, JGE ASCE, Vol 118 No 5, pp597-602.

Ishibashi, I. and Zhang, X. (1993), Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay, Soils and Foundations, Vol 33 No1, pp 182-191.

Ishihara, K., (1996), Soil Behavior in Earthquake Geotechnics, Oxford University Press.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., and Takagi. Y., (1978), Shear modulus of sands under torsional shear loading, Soils and Foundations, Vol 18, No 1, pp 39-56.

Kokusho, T., (1980), Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, Soils and Foundations, Vol 20, No 2, pp 45-60

Kramer L., (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Ed Prentice Hall.

Krinitzky and Chang, (1988), Magnitude-Related earthquake ground motions, Bull. Assoc. Eng. Geol., XXV, 399 – 423.

Servicio Geológico Colombiano (2015), Mapa Nacional de amenaza sísmica del Servicio Geológico Colombiano (SGC)

Microzonificación sísmica de Bogotá, (INGEOMINAS y Uniandes, 1997).

Modelo Geotécnico de la Sabana de Bogotá, (Sociedad Colombiana de Geotecnia, 2006)

Moreno, C. A., Rodríguez E. (2004). Dynamic behavior of Bogota's subsoil peat and its effect in seismic wave propagation. *13th World Conference on Earthquake Engineering*.

Norma Sismo Resistente NSR10 Ley 400 de 1997.

P.Kallioglou. et al. (2009). Shear modulus and damping ratio of organic soils. Geotechnical and Geological Engineering. Volume 27. 271-235.

Rodríguez, E y Puentes, José (2003) Respuesta dinámica de arcillas blandas e interacción sísmica suelo-estructura para cimientos profundos típicos de Bogotá, Bogotá.

Rodríguez, E. (2002). Espectros de respuesta para suelos blandos de Bogotá a partir de estudios recientes de respuesta local. IX Congreso Colombiano de Geotecnia, Noviembre de 2002, Medellín.

Rodríguez, J. A. (2005a). Comportamiento Dinámico de Suelos Blandos de Bogotá. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Novenas Jornadas.

Rodríguez, J. A. (2005b). Respuesta Dinámica de Suelos Blandos de Bogotá. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Novenas Jornadas.

Rodríguez, J. A., (1994) A new Method for Interpretation of Surface Waves Measurements in Soils, PhD Dissertation, North Carolina State University.

Rodríguez, J., Escallón J., (2006), Evaluación de las Propiedades Dinámicas a Bajas Deformaciones de los Suelos de Bogotá. Revista Escuela Colombiana de Ingeniería.

Rodríguez, J., Escallón J., (2007), A Geotechnical Model for the Subsoil of the Bogota Sabana. Pan-American Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Isla Margarita, Venezuela, 2007 (en revisión).

Rodríguez, J., Ramírez F., Escallón J., (2007), Geotechnical Seismic Characterization for the Microzonation of Bogotá. 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Tesalónica, Grecia, 2007.

Seed H. B., and Idriss M., (1970), Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis, Report No. EERC 70-10, Earthquake engineering research center, University of California, Berkeley.

Seed H. B., and Idriss M., (1985), Geotechnical Earthquake Handbook.

Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., and Tokimatsu, K., (1986). Moduli and damping factors for dynamic analysis of cohesionless soils, JGE ASCE, Vol 112, No GT11, pp 1016-1032.

Yasuda, N., and Matsumoto, N., (1993), Dynamic deformation characteristics of sands and rockfill materials, Canadian Geotechnical Journal, Vol 30, No 5, pp 747-757.

Anexo 1

Estudio de suelos

Anexo 2

Informe de exploración geofísica