

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y
RECURSOS NATURALES

DIRECCIÓN GENERAL DEL OBSERVATORIO AMBIENTAL

GERENCIA DE GEOLOGÍA
ÁREA DE SISMOLOGÍA

Modelos analíticos para análisis de respuesta
de sitio a nivel nacional

Presenta:

Luis Ernesto Mixco Durán
Especialista 1 - Sismólogo

Septiembre de 2020

Tabla de contenido

1.	INTRODUCCIÓN.....	5
2.	GENERALIDADES EN EL ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE SITIO.....	10
2.1	MÉTODOS DE ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO.....	11
2.2	IMPORTANCIA DE EVALUACIÓN DE RESPUESTA DE SITIO.....	11
2.3	RESPUESTA EXPERIMENTAL DE SUELOS CARGADOS CÍCLICAMENTE.....	13
2.4	UMBRALES DE DEFORMACIÓN CÍCLICA DE LOS SUELOS.....	14
2.5	PARÁMETROS INFLUYENTES EN PROPIEDADES DINÁMICAS.....	16
2.6	MODELOS NUMÉRICOS PARA EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO.....	18
2.6.1	MODELO LINEAL-EQUIVALENTE.....	18
2.6.1.1	ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO.....	20
2.6.1.2	PROGRAMA STRATA.....	22
2.6.1.2.1	TEORÍA DE PROPAGACIÓN DE ONDAS.....	23
2.6.1.2.2	TIPO DE APLICACIÓN DE SISMOS DE ENTRADA.....	25
2.6.1.2.3	ANÁLISIS EQUIVALENTE-LINEAL EN STRATA.....	27
2.6.1.2.4	SUPUESTOS DE ANÁLISIS EQUIVALENTE-LINEAL.....	29
2.6.1.2.5	TEMAS A SER CONSIDERADOS.....	30
2.6.1.2.6	AUTO-DISCRETIZACIÓN DE LAS CAPAS.....	31
3.	METODOLOGÍA DE ANÁLISIS.....	31
4.	DESCRIPCIÓN DE MAPA DE RESPUESTA SÍSMICA HOMOGÉNEA.....	33
4.1	CLASIFICACIÓN DE SUELOS PROPUESTA SEGÚN NEHRP 2020.....	33
4.2	BASE DE DATOS DE PERFILES DE VELOCIDAD DE CORTE.....	37
4.3	MAPA INTEGRADO DE VS30 PARA ZONAS HOMOGÉNEAS.....	40
5.	CARACTERIZACIÓN ESTADÍSTICA DE LOS PARÁMETROS ESTÁTICOS Y DINÁMICOS DEL SUELO PARA CADA ZONA HOMOGÉNEA.....	41
5.1	PERFILES DE VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE.....	41
5.2	PROFUNDIDAD DE LECHO ROCOSO Y PERÍODO PREDOMINANTE.....	44
5.3	MODELOS EMPÍRICOS DE CURVAS DINÁMICAS.....	47
5.3.1	CURVAS DINÁMICAS PARA ROCAS.....	47
5.3.2	CURVAS DINÁMICAS PARA GRAVAS.....	49
5.3.3	CURVAS DINÁMICAS PARA ARENAS Y ARENAS GRAVOSAS.....	50
5.3.3.1	GRUPO B: TOBAS SUPERIORES DE ILOPANGO.....	52
5.3.3.2	CURVAS DE MENQ, F. (2003).....	55
5.3.4	CURVAS DINÁMICAS PARA ARCILLAS Y LIMOS.....	57
5.3.4.1	GRUPO A: TBJ.....	59
5.3.4.2	CURVAS DE DARENDELI, M. B. (2001).....	61
5.4	ENSAYOS A REALIZAR.....	64
5.5	VARIACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS.....	66
5.5.1	SIMULACIONES MONTE CARLO.....	66
5.5.2	MODELOS ESTADÍSTICOS PARA LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS.....	67
5.5.2.1	MODELO DE CAPAS PROPUESTO POR TORO, G. (1995).....	68

5.5.2.2	MODELO DE VELOCIDADES PROPUESTO POR TORO, G. (1995).....	69
5.5.2.2.1	MODELO DE CORRELACIÓN ENTRE CAPAS TORO (1995).....	70
5.5.2.3	MODELO DE VARIACIÓN DE PROFUNDIDAD DE LECHO ROCOSO.....	72
5.5.2.4	MODELO DE VARIACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS.....	72
5.5.2.4.1	CORRELACIÓN DE [G/GMÁX] Y [D] [DARENDELI, 2001].....	73
5.6	CÁLCULO DE PERFILES CARACTERÍSTICOS EN CADA ZONA HOMOGÉNEA.....	74
5.6.1	TIPO DE SUELO BC.....	75
5.6.2	TIPO DE SUELO C.....	76
5.6.3	TIPO DE SUELO CD.....	76
5.6.4	TIPO DE SUELO D.....	77
5.6.5	TIPO DE SUELO DE.....	78
5.7	DETERMINACIÓN DE TASA DE TRANSICIÓN EN CADA ZONA HOMOGÉNEA.....	79
5.7.1	TIPO DE SUELO BC.....	79
5.7.2	TIPO DE SUELO C.....	80
5.7.3	TIPO DE SUELO CD.....	81
5.7.4	TIPO DE SUELO D.....	81
5.7.5	TIPO DE SUELO DE.....	82
6.	SELECCIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS EN CONDICIÓN DE SUELO FIRME POR ZONA HOMOGÉNEA.....	83
6.1	EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA PROBABILÍSTICA.....	85
6.1.1	ANTECEDENTES DE EVALUACIONES DE AMENAZA SÍSMICA.....	86
6.1.2	ACTUALIZACIÓN DE EVALUACIÓN DE AMENAZA SÍSMICA.....	90
6.1.2.1	ESPECTROS DE AMENAZA UNIFORME.....	92
6.1.2.2	DESAGREGACIÓN SÍSMICA.....	94
6.1.2.2.1	CONTRIBUCIONES.....	96
6.1.2.2.2	SISMOS DE CONTROL.....	97
6.2	ESPECTRO MEDIO CONDICIONAL (CMS).....	98
6.2.1	PROCESO DE GENERACIÓN DE CMS.....	100
6.2.1.1	FACTORES DE CORRELACIÓN.....	101
6.3	MATCHEO DE REGISTROS A LOS CMS.....	104
6.3.1	ALGORITMO DE MATCHEO ESPECTRAL.....	105
6.3.2	PROCEDIMIENTO DE MATCHEO.....	106
6.3.3	REGISTROS ACELEROGRÁFICOS UTILIZADOS.....	107
6.3.3.1	CONSIDERACIONES QUE NO FUERON TOMADAS.....	109
6.4	REGISTROS ACELEROGRÁFICOS DERIVADOS DE MÉTODOS EMPÍRICOS.....	113
7.	ELABORACIÓN DE MODELOS ANALÍTICOS PARA ANÁLISIS DE RESPUESTA DE SITIO A NIVEL NACIONAL.....	117
7.1	CONFIGURACIONES GENERALES.....	117
7.2	ETAPA CUASI-DETERMINÍSTICA EN POZOS.....	118
7.2.1	METODOLOGÍA PARA ASIGNACIÓN DE CURVAS DINÁMICAS.....	119
7.2.2	ASIGNACIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS EN LECHO ROCOSO.....	123
7.2.3	RESULTADOS DE MODELOS ANALÍTICOS.....	125
7.2.3.1	FUNCIONES DE TRANSFERENCIA.....	125

7.2.3.2	ESPECTROS DE RESPUESTA	129
7.2.3.3	VARIACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS	130
7.3	ETAPA PROBABILÍSTICA A NIVEL NACIONAL.....	132
7.3.1	ASIGNACIÓN DE VELOCIDADES DE CORTE A CAPAS DE SUELO.....	133
7.3.2	ASIGNACIÓN DE CURVAS DINÁMICAS.....	134
7.3.3	ASIGNACIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS EN LECHO ROCOSO.....	136
7.3.4	RESULTADO DE MODELOS ANALÍTICOS.....	136
7.3.4.1	VARIACIÓN EN PERFILES DE VELOCIDAD ESTOCÁSTICOS.....	137
7.3.4.2	VARIACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS.....	138
7.3.4.3	FUNCIONES DE TRANSFERENCIA.....	139
7.3.4.3.1	TIPO DE SUELO BC.....	140
7.3.4.3.2	TIPO DE SUELO C.....	140
7.3.4.3.3	TIPO DE SUELO CD.....	141
7.3.4.3.4	TIPO DE SUELO D.....	142
7.3.4.3.5	TIPO DE SUELO DE.....	143
8.	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA TIPOS DE SUELO.....	144
8.1	AJUSTE DE FUNCIONES DE AMPLIFICACIÓN.....	145
8.2	TABLAS DE FACTORES DE AMPLIFICACIÓN.....	148
8.2.1	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA PGA [0.01 SEG].....	149
8.2.2	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA SA [0.1 SEG].....	149
8.2.3	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA SA [0.2 SEG].....	149
8.2.4	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA SA [0.3 SEG].....	150
8.2.5	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA SA [0.5 SEG].....	150
8.2.6	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA SA [0.6 SEG].....	150
8.2.7	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA SA [0.8 SEG].....	151
8.2.8	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA SA [1.0 SEG].....	151
8.2.9	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA SA [1.5 SEG].....	151
8.2.10	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA SA [2.0 SEG].....	152
8.2.11	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA SA [2.5 SEG].....	152
8.2.12	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA SA [3.0 SEG].....	152
8.2.13	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA SA [3.5 SEG].....	153
8.2.14	FACTORES DE AMPLIFICACIÓN PARA SA [4.0 SEG].....	153
9.	CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y COMENTARIOS FINALES.....	154
10.	REFERENCIAS.....	161

1. Introducción

Este documento comprende el procedimiento relacionado a la generación de modelos analíticos-teóricos para el análisis de respuesta de sitio, tanto a nivel nacional como en 16 sitios específicos del territorio correspondientes a pozos perforados, bajo un enfoque equivalente-lineal de simulaciones unidimensionales donde se propaguen ondas sísmicas a lo largo de una columna de suelo (compatibles con los niveles de intensidad obtenidos del estudio probabilístico de amenaza sísmica de El Salvador), considerando tanto el comportamiento dinámico y no-lineal de sus unidades como el tratamiento de la incerteza aleatoria derivada a lo largo del procedimiento, cuyo fin último es la obtención de funciones de amplificación.

El resultado esperado de este trabajo incluye la obtención de funciones de transferencia analíticas para diferentes niveles y medidas de intensidad sísmica (PGA y SA (T1, 5%)) y para los seis tipos de suelo (BC, C, CD, D, DE, E) con respuesta sísmica homogénea en El Salvador, los cuales fueron identificados en el trabajo "Generación de mapa de velocidades promedio a 30 metros de profundidad (V_{s30}) de El Salvador", desarrollado por el MARN (de acá en adelante nombrado como DTO-VS30).

De igual manera, se efectuará la generación de diferentes relaciones de factores de amplificación con los niveles de intensidad sísmica en roca; de los cuales se podrán derivar factores de amplificación conservadores para cada período estructural, logrando una coherente integración (convolución) de la evaluación de la respuesta de sitio con la amenaza sísmica en roca, y consecuentemente estimar la amenaza sísmica en superficie.

Este trabajo nace como parte de las acciones para generar insumos técnicos para la futura actualización de la normativa nacional para diseño y construcción sismorresistente y plan de reducción de la vulnerabilidad sísmica, que está llevando a cabo el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales de El Salvador (MARN) junto al Ministerio de Obras Públicas (MOP), la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA) y como agencia ejecutora: el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), dentro del marco del Proyecto de Cooperación: "Plan de Acción para la implementación del índice de gobernabilidad y política pública para la gestión de riesgo de desastre".

Se pretende que los resultados derivados de este trabajo, acompañen en un proceso posterior, a los resultados obtenidos de estimación de efectos de sitio a través de modelos empíricos realizados en un trabajo paralelo desarrollado también por el MARN, logrando reducir en mayor medida la incertidumbre, y obtener factores de amplificación más conservadores y razonados.

Este documento se inicia mostrando al lector sobre la importancia en la estimación adecuada de los efectos de sitio, desde un punto de vista analítico. En este sentido, se presentará un bosquejo de la teoría básica detrás de los análisis de evaluación de

respuesta de sitio, sus diferentes métodos de análisis, los códigos de programación existentes en la actualidad para estimar la respuesta del sitio y la descripción de las propiedades estáticas y dinámicas más influyentes en dicha evaluación.

En otro apartado, se explicará brevemente los resultados obtenidos en el trabajo DTO-VS30, concerniente al mapa obtenido sobre la zonificación de respuesta sísmica homogénea del país, utilizando la clasificación de tipo de suelo según la NEHRP 2020. Este insumo servirá para categorizar los resultados de funciones de transferencia por zona homogénea o tipos de suelo derivados en este documento.

Seguidamente en otra sección, se explicará la metodología de análisis para la consecución de las funciones de amplificación analíticas. Esta metodología se trazará en dos etapas; la primera abarcará la estimación cuasi-determinística de la respuesta de sitio en 16 sitios específicos (correspondientes a las 15 perforaciones de pozos de proyectos recientes desarrollados en el MARN, sumándose un pozo adicional obtenido de otro proyecto [Ignacio García, 2016] en la zona de San Vicente); los cuales presentan tanto una información fiable de la estructura de velocidades de corte (Vs) de las columnas de suelo, a través de ensayos down-hole.; como la descripción litológica de sus estratos.

El término cuasi-determinístico se refiere a que únicamente se variarán las propiedades dinámicas de sus unidades, las cuales se asignarán por medio de curvas dinámicas empíricas (extraídas de la literatura) asociadas a tipos de suelo similares encontrados en las columnas de suelo de los 16 sitios. Esta variación se realizará vía simulaciones Monte Carlo, logrando incorporar la variabilidad aleatoria e incertidumbre epistémica de las características dinámicas del sitio. En este documento solo se mostrarán los resultados para dos sitios específicos, los cuales son el pozo perforado de DIGESTYC en San Salvador y el de Aviación Civil en el Aeropuerto de Ilopango.

Esta práctica de asignación de curvas empíricas obedece, a que si bien existen técnicas relativamente económicas para la medición específica de la velocidad de corte (como los ensayos Down-hole), el alto costo de las pruebas de laboratorio (con equipo sofisticado) utilizadas para establecer propiedades dinámicas suele ser exorbitante. Por lo tanto, la mayoría de profesionales suelen hacer uso de valores publicados en la literatura para propiedades dinámicas, donde dicha asignación se encuentra en función de una variedad de parámetros de índice geotécnico.

Cabe mencionar, que en este proyecto desarrollado con el BID, UCA y MOP, se pretende adquirir un equipo de Columna Resonante para poder determinar curvas dinámicas de unidades específicas de los suelos encontrados en los 15 pozos recientes perforados en los proyectos del MARN; donde se tienen las muestras de suelo resguardadas para tal fin. Dada la capacidad de aplicación del equipo se logrará estimar el comportamiento dinámico del suelo para deformaciones por corte, que van de pequeñas a moderadas.

Es importante mencionar que en otra actualización de este documento, se utilizarán las curvas resultantes para ejecutar de nuevo los modelos analíticos y se buscará la manera de correlacionar dichos resultados con los que se obtendrán con la aplicación de la segunda etapa de la metodología de análisis.

Dicha segunda etapa se centrará en un procedimiento enteramente probabilístico a nivel nacional, basado en el desarrollo de modelos analíticos para la generación de perfiles estocásticos de velocidad de ondas de corte a través de simulaciones Monte Carlo, para cada una de las cinco zonas homogéneas o tipos de suelo encontrados en el mapa de Vs30. Posteriormente, se obtendrá un perfil característico para cada zona. En esta ocasión se apilarán todos los perfiles de velocidad recabados (los cuales se muestran en DTO-VS30) y se variaran todas las propiedades del sitio correspondiente a cada zona homogénea, ya sea estática o dinámica.

Durante el proceso de cálculo, se determinarán tanto las funciones de transferencia como el rango de períodos predominantes, que cada uno de los tipos de suelo podría experimentar a lo largo de su historia sísmica, ya sea por sismos provenientes de las dos fuentes sísmicas dominante de El Salvador: Superficial y Subducción Intraplaca, su variación de acuerdo a siete diferentes períodos de retorno y consideraciones en el tratamiento y aplicación de registros acelerográficos en las columnas de suelo.

Finalmente, los resultados de esta segunda etapa serán los que se mostrarán en las tablas de factores de amplificación para cada tipo de suelo, medidas de intensidad y períodos estructurales asociados; los cuales se derivaran a partir de funciones de amplificación con enfoque determinista para evaluar niveles de aceleraciones (intensidades) en roca específicas; en los apartados posteriores se explicará con más detalle este proceso.

Dada la concepción de esta etapa, sobre tipos de suelo característicos emplazados a nivel nacional; los resultados de las modelaciones de los sitios específicos (de la primera etapa) fungirán como parámetros de control para lograr asegurar la calidad de dichos factores. Esta tarea se realizará en un estudio posterior, es decir, no se abarcará en este trabajo.

Cabe mencionar, que no se cuentan con valores de Vs a profundidades mayores de los 50 metros, y por ende no se logra determinar velocidades muy grandes alusivas a un lecho rocoso más competente, y que podría atenuar con más celeridad las ondas sísmicas; por lo que se obviarán ajustes Vs-Kappa o "Host to Target", los cuales podrían modificar la curva de amenaza en roca obtenidos del PSHA; siendo así más conservadores en el nivel de aceleración estimado.

En otro apartado, se procederá a realizar un análisis exhaustivo en la selección de los registros acelerográficos en roca, los cuales serán aplicados en el lecho rocoso estimado para cada perfil característico.; y lograr así que se propague a través de la columna de

suelo de cada perfil. Básicamente, estos registros acelerográficos en roca se derivarán de los resultados de desagregación sísmica del estudio de amenaza sísmica probabilística realizado para El Salvador.

Durante este proceso, para la primera etapa de análisis, se agruparon todos los registros acelerográficos deconvolucionados a un lecho rocoso, para ser aplicados en cada una de las columnas de los pozos analizados. Respecto a la segunda etapa, se realizará un proceso de selección aleatoria de registros para ser aplicados a los perfiles representativos de los cinco tipos de suelo.

Consecuentemente, una vez completada toda la información de entrada necesaria, se procede a la ejecución de los modelos analíticos unidimensionales bajo un enfoque equivalente lineal (para considerar la no-linealidad en la respuesta sísmica del suelo) para cada uno de los perfiles consolidados en cada una de las dos etapas; considerando para cada caso específico la aplicación de simulaciones Monte Carlo, contribuyendo al estudio de la incertidumbre en todo momento, respecto a la variación de las propiedades estáticas y dinámicas de las capas de suelo.

El software utilizado para calcular la respuesta de sitio fue "Strata", cuya versión es la 0.7.0 y ha sido desarrollado por el profesor Albert Kottke y Ellen Rathje de la Universidad de Austin, Texas, Estados Unidos. El tiempo de modelación en dicho software, para un caso específico de un período de retorno, un conjunto de registros respecto a su frecuencia y las realizaciones antes mencionadas a través de Monte Carlo; fue de ocho horas. Lo anterior, ejecutando el programa en una computadora con procesador Intel® Xeon® de 3.5 Ghz, 4 núcleos y 8 subprocesos, sistema operativo Windows 10 de 64 bits y una memoria RAM de 16 GB.

A este respecto, para un tipo de suelo que consta de catorce casos (es decir, siete períodos de retorno y dos frecuencias de matcheo), se demoró aproximadamente cinco días. En definitiva, para la segunda etapa, con un total de cinco tipos de suelo, las modelaciones analíticas demoraron un tiempo de 24 días; convirtiéndose en 30 días totales debido a circunstancias equivocadas durante el proceso de modelación.

Las modelaciones para los 16 sitios específicos (correspondientes a la primera etapa de análisis) fueron más rápidos, aproximadamente 2 días por sitio, lo cual dependía dependiendo mucho de la cantidad de registros acelerográficos utilizados y las realizaciones establecidas para la variación de las curvas dinámicas. Más detalle sobre las modelaciones se explica en el apartado 7 de este documento.

Posteriormente, se obtienen los productos derivados de las simulaciones, como lo son: los perfiles estocásticos generados, las variaciones de las curvas dinámicas junto a sus incertezas, las funciones de transferencia y espectros de repuestas en roca/superficie.

Todos estos productos sirvieron como parámetros para caracterizar integralmente la respuesta del sitio en cada pozo o tipo de suelo analizado.

Con dicha información de las funciones de transferencia (para la segunda etapa de análisis), se procede a determinar las funciones de amplificación deterministas para cada tipo de suelo y se tabulan sus factores de amplificación correspondientes a cada nivel y medida de intensidad y períodos estructurales asociados. En total son catorce medidas a las que se les ha determinado sus factores de amplificación, las cuales son las siguientes: PGA, SA(0.1s), SA(0.2 s), SA(0.3 s), SA(0.5 s), SA(0.6 s), SA(0.8 s), SA(1.0 s), SA(1.5 s), SA(2.0 s), SA(2.5 s), SA(3.0 s), SA(3.5 s) y SA(4.0 s).

Consiguientemente, dichos factores de amplificación se multiplicarán con los valores del espectro de amenaza uniforme en roca (proveniente del estudio de amenaza sísmica probabilística) y se obtendrá una estimación determinista de la amenaza sísmica en superficie. Este espectro fungirá como parámetro de referencia para determinar (de acuerdo al terremoto de diseño considerado) el espectro de diseño por sismo en locaciones específicas de El Salvador. Cabe mencionar, que esta tarea no se desarrollará en este documento y será abordado en otro estudio posterior.

En un futuro, se piensa concretar esta tarea a través de una herramienta interactiva basada en una plataforma SIG-WEB, para que un usuario tenga la capacidad de obtener un espectro de diseño multiperíodo, acorde al tipo de suelo donde se estaría emplazando la estructura que se encuentra diseñando.

Finalmente, se muestran las respectivas conclusiones, recomendaciones y comentarios finales derivados de este trabajo, así como también, todas las referencias bibliográficas utilizadas, para poder confrontar los diferentes modelos usados para representar las curvas empíricas del comportamiento dinámico del suelo.

2. Generalidades en el análisis de la respuesta de sitio

Los sismos son considerados como uno de los fenómenos naturales que producen mayor destrucción, con respecto a pérdidas humanas y materiales. Su relación directa se asocia comúnmente con daños en componentes estructurales de viviendas y edificios que albergan a las personas. Asimismo, la distribución geográfica de estos daños parece correlacionarse directamente con el grado de amplificación causada por las capas sedimentarias superiores del subsuelo, las cuales modifican la señal sísmica influyendo en la respuesta estructural de diferentes tipologías o configuraciones constructivas a lo largo del país

El Salvador, en las últimas cuatro décadas, ha sufrido los efectos de terremotos de las dos principales fuentes sísmicas que afectan al país, estos son los terremotos superficiales debido a la activación de fallas geológicas locales (eventos de 1965 y 1986) y terremotos en el mar debido a procesos de subducción (evento del 13 de enero de 2001). Este tipo de terremotos junto a la complejidad geológica que constituye la estratigrafía de El Salvador, ha expuesto la considerable amenaza sísmica que existe, así como también la alta vulnerabilidad sísmica que presentan las edificaciones.

Esta complejidad geológica se atribuye a que históricamente el país, ha sido escenario de múltiples erupciones volcánicas, de las cuales se derivan estratos de suelos con propiedades mecánicas y dinámicas variadas, donde figuran suelos blandos y poco consolidados que facilitan la amplificación de las ondas sísmicas en su trayectoria hacia la superficie.

Por lo tanto, es menester caracterizar los efectos de amplificación local del suelo donde subyacen las obras ingenieriles; así como también, en lugares donde se emplazan estaciones de movimiento fuerte, las cuales permiten obtener series de tiempo-historia reales de la aceleración que sufre el terreno frente a un terremoto, permitiendo utilizarlos para futuros análisis dinámicos de estructuras, o bien su apropiada deconvolución hacia estratos competentes para la evaluación de la respuesta del sitio..

La amplificación del sitio posee una estrecha relación con la topografía y la geología de la estratigrafía superficial (principalmente en unidades blandas y poco consolidadas), haciendo que la señal sísmica se modifique tanto en su duración, contenido frecuencial y, por supuesto, su amplitud. Respecto a la variabilidad de la duración, las discontinuidades laterales que presentan las columnas del subsuelo y la difracción de las ondas superficiales propiamente en los estratos de depósitos poco consolidados, representan un componente principal.

Por otra parte, un factor clave para explicar la fluctuación del contenido frecuencial de las señales, es el contraste de impedancias que existe entre capas adyacentes (producto de la velocidad de ondas de corte por la densidad de la capa entre los materiales

superficiales y el estrato rocoso); ya que al recibir dichas capas intensidades de movimiento diferentes producen diversas funciones de transferencia en la que se amplifican diferentes valores frecuenciales.

De modo general, los terrenos blandos amplifican las señales cuyas frecuencias predominantes son bajas (períodos altos), coincidentes con los periodos de vibración fundamentales típicos de estructuras ingenieriles altas (esbeltas), mientras que los suelos rígidos lo hacen con señales cuyas frecuencias predominantes son altas (períodos bajos). Por tanto, el grado de amplificación está en función de las propiedades geotécnicas de los terrenos tales como, el índice de poros, la consistencia y la densidad relativa, y la plasticidad (contenido de arcillas), factores que a su vez son el resultado de la historia geológica, origen y génesis de las litologías. [García, Ignacio, 2016]

2.1 Métodos de análisis de respuesta de sitio

En la actualidad existen dos métodos para la estimación de la amplificación del terreno debido a las condiciones geológicas. Los más utilizados son los métodos empíricos, los cuales se basan principalmente en el análisis de la respuesta dinámica del sitio utilizando las señales de registros acelerográficos, situados tanto en lugares con suelos poco consolidados como en suelos competentes; que permitan su calibración.

Por otro lado, están los modelos analíticos o de modelación numérica (desarrollados en este trabajo), los cuales son más complejos ya que se necesita información más precisa del comportamiento dinámico del suelo, tales como su amortiguamiento histerético y degradación de su módulo de corte (al acumularse deformación), el espesor de las diferentes capas, la estimación de la profundidad del estrato rocoso (inferidas por los registros de velocidades de corte grandes), el contraste de impedancias entre estratos y señales sísmicas (en base a la amenaza sísmica de la zona) al ser aplicadas al sustrato rocoso para que se propague a través de las diferentes capas de la columna de suelo.

En el marco de este proyecto de actualización de la normativa, se desarrollarán ambos métodos; por lo que se obtendrán resultados interesantes sujetos a la información recabada y necesaria para su determinación.

2.2 Importancia de evaluación de respuesta de sitio

En la actualidad, dentro de los códigos sismorresistentes de diferentes países, se siguen utilizando factores de amplificación para considerar los efectos de sitio sobre los espectros de diseño a aplicar en las estructuras. En los peores casos, estos factores no suelen presentar una justificación técnica ni una correspondencia con los tipos de suelo predominantes que existen en el lugar de su aplicación. En otros casos, estos factores presentan una adecuada interpretación geológica y son incorporados como funciones de la velocidad de onda de corte promedio, en los 30 metros superiores ($V_s 30$).

Por otra parte, únicamente para proyectos considerados de gran envergadura, suelen recabarse estudios específicos de las propiedades de los suelos de emplazamiento y llevarse a cabo análisis de "sitio-específicos", los cuales se basan en análisis detallados de la respuesta de sitio, donde se resuelve la ecuación de propagación de ondas para una condición del sitio y un movimiento del suelo; estos son precisamente los modelos analíticos.

En esta ocasión, el MARN pretende realizar una caracterización dinámica de suelos representativos de El Salvador, a través del uso de métodos empíricos y analíticos de evaluación de la respuesta de sitio. Estos métodos servirán como insumos técnicos para la generación de nuevos factores de amplificación en la consecución de una futura actualización de la normativa por diseño sísmico.

Son precisamente los métodos analíticos, los que se abordaran en este documento y plantea un reto enorme al considerar realizar el análisis a nivel nacional. Por lo que es necesario recolectar toda la información posible para llevar a cabo esta tarea. Entre dicha información esencial es la compilación de todas las mediciones directas de velocidad de corte a través de ensayos Down-hole, junto a una caracterización geológica de la columna de suelo.

Asimismo, es clave recopilar toda la información posible de perfiles geológicos, donde se podría inferir un perfil de velocidad de corte adecuado. Esta tarea ya fue realizada en el trabajo DTO-VS30, donde en total se recolectaron un total de 519 perfiles de velocidades a nivel nacional, de los cuales, la mayoría se concentran principalmente en el Área Metropolitana de San Salvador (AMSS).

Del total de puntos, únicamente 34 poseen ensayos Down-holes junto a su caracterización litológica, los restantes han sido inferidos con la ayuda del reconocimiento o muestreo de los perfiles geológicos recabados a través de la opinión y experticia de un profesional en el área de geología de El Salvador, el cual proporcionará descripciones de las unidades geológicas relacionando su génesis eruptivo, edades y estimaciones de propiedades geotécnicas, con el objetivo de delimitar diferentes espesores contenidos en los perfiles que presenten características similares asociados a influir en sus respuestas sísmicas.

Adicionalmente, esta inferencia se hará para centrar la atención en caracterizar de una manera empírica la variabilidad de deformación del suelo respecto al cambio en su módulo de corte y su amortiguamiento histerético; logrando capturar el comportamiento inelástico del suelo.

En resumen, será esta información la utilizada para realizar los métodos analíticos. En los apartados posteriores se ahondará en la metodología a seguir.

2.3 Respuesta experimental de suelos cargados cíclicamente

Para llevar a cabo un análisis de respuesta del suelo "sitio-específico" es de vital importancia conocer el comportamiento esfuerzo-deformación de los diferentes suelos que componen una columna estratigráfica, cuando es sometido a cargas sísmicas de diferente intensidad. Los terremotos inducen una carga cíclica irregular en el suelo que resulta en una variedad de esfuerzos y deformaciones.

Este comportamiento abarca comprender tanto el régimen lineal como no lineal del suelo, debido a que independientemente el tipo de suelo que sea y al incremento de las amplitudes de deformación por corte bajo cargas cíclicas, éste presenta características de deformación altamente no lineales y las cuales se evidencian en los cambios de su módulo de corte y amortiguamiento. Con el aumento de la amplitud de la deformación, la rigidez del suelo decae de forma no lineal, dando una curva típica de reducción de rigidez en forma de S en un espacio semilogarítmico. [Díaz-Rodríguez et al. 2008]

De igual manera, a medida la deformación por corte se incrementa, el material del suelo comienza a disipar energía internamente, reflejándose en su crecimiento en el amortiguamiento histerético del mismo. En la figura 1, se muestra un ejemplo de estas curvas, específicamente para un suelo arenoso.

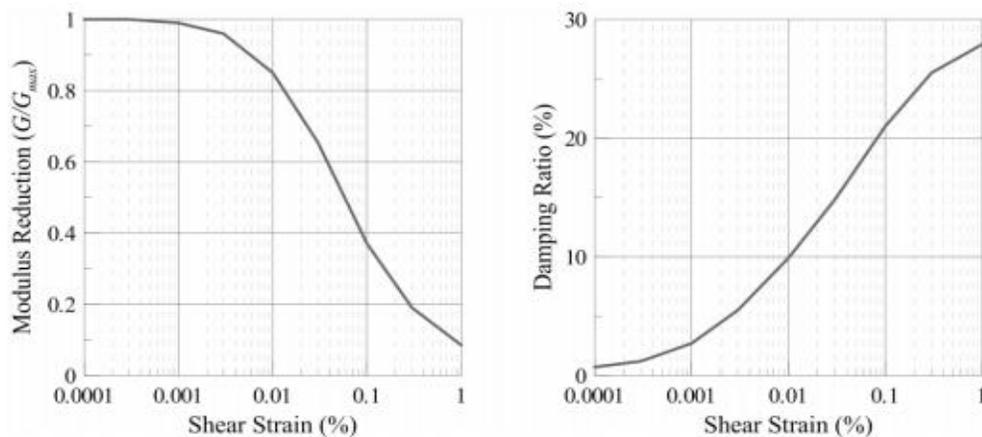


Figura 1. Curvas de Módulo de reducción de corte y Amortiguamiento histerético de un suelo arenoso.

Fuente: Seed e Idriss, 1970

Históricamente, diversos métodos de pruebas de campo y de laboratorio se han desarrollado para deducir que los suelos (cuando son cargados cíclicamente con componente de corte) exhiben un comportamiento histerético no lineal. De acuerdo a [Atkinson y Salfors (1991), estos métodos se clasifican en tres grupos: a) el nivel de deformación muy pequeño, donde el módulo de rigidez es constante en el rango elástico, b) el nivel de deformación pequeño, donde el módulo de rigidez varía de forma no lineal con la deformación y b) el gran nivel de deformación, donde el suelo está cerca de fallar y la rigidez del suelo es relativamente pequeña. [Likitlersuang, et al. 2013]

En la figura 2 se observa una ejemplificación de estos métodos con una curva de degradación normalizada de módulo de corte, asimismo, se muestran los diferentes tipos de ensayos que se realizan de acuerdo al grupo de nivel de deformación.

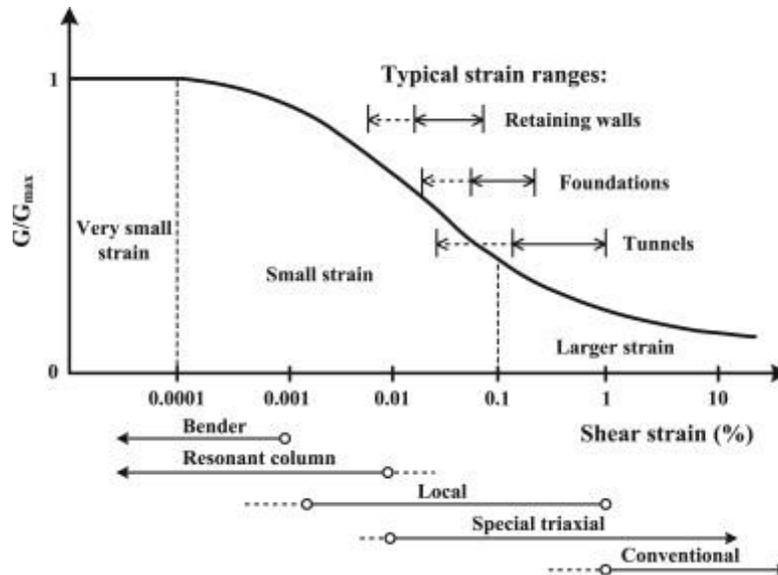


Figura 2. Curvas de Módulo de reducción de corte y Amortiguamiento histerético de un suelo arenoso.
Fuente: Seed e Idriss, 1970

En este proyecto, se pretende adquirir un equipo de columna resonante para poder estimar curvas dinámicas de unidades específicas de los suelos encontrados en los 15 pozos perforados. Sin embargo, para la consecución de los productos a partir de los modelos analíticos que se realizarán en este documento, se utilizará la selección de curvas dinámicas empíricas extraídas de la literatura, que logren adecuarse lo más posible a los tipos de suelo encontrados en las muestras de suelo de los pozos.

Será en otra actualización de este documento, donde se asignaran curvas extraídas directamente de los ensayos dinámicos obtenidos con la columna resonante.

2.4 Umbrales de deformación cíclica de los suelos

A través de la historia, han sido muchos los investigadores que con sus ensayos experimentales en diferentes tipos de suelo, han logrado ir descifrando que propiedades son las más influyentes al momento de caracterizar las propiedades dinámicas del suelo, así como también, ir conociendo los umbrales de deformación límites donde el suelo va experimentando cambios hasta su consecuente falla.

Debido a que existe una diversidad de tipos de suelo y aún con propiedades diferentes dentro del mismo tipo, consensuar umbrales de deformación fijos es una tarea arriesgada. Sin embargo, en la literatura se manejan cuatro umbrales típicos, los cuales lógicamente cambiarían de acuerdo al tipo de suelo en análisis.

En la figura 3, se visualiza un ejemplo de una curva de reducción de corte para suelos arcillosos, junto a los cuatro umbrales de deformación (γ_{tl} , γ_{tv} , γ_{td} , γ_{tf}).

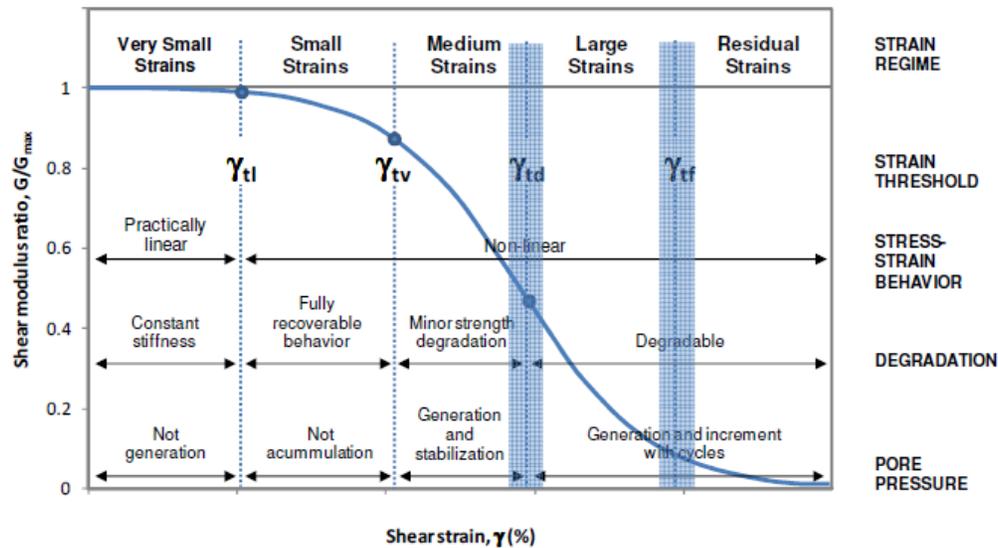


Figura 3. Variación del módulo de corte dinámico con amplitud de deformación por corte. Regímenes de deformación propuestos y umbrales de deformación. Fuente: [Díaz-Rodríguez et al. 2008],

El régimen elástico de “deformación muy pequeña” es una región caracterizada por una rigidez aproximadamente constante, los enlaces a nivel molecular del suelo permanecen inalterados, se presentan pérdidas de energía muy pequeñas y no hay generación de presión de poro.

La determinación experimental indica que para la mayoría de los suelos arcillosos, esta deformación umbral (γ_t) es del orden de 0,001% a 0,005%. [Díaz-Rodríguez et al. 2008].

De acuerdo a evidencia experimental, se descubrió que a pesar de deformaciones muy pequeñas del suelo, donde éste presenta un comportamiento prácticamente lineal, el sistema logra disipar una energía mínima constante.

Esta energía disipada obedece a la fricción entre las partículas y la viscosidad existente, haciendo que el suelo exhiba una relación de amortiguamiento (de pequeña deformación) casi constante, conocida como D_{min} .

La deformación umbral cíclica volumétrica (γ_{tv}) representa el límite entre el régimen de deformación pequeña, con comportamiento totalmente recuperable y el régimen de deformación media, con una menor degradación de la resistencia. En este rango, el comportamiento histerético se caracteriza por cambios menores en la microestructura del suelo. Para suelos arcillosos su valor se asocia a una reducción del módulo (G/G_0) entre 0,6 y 0,85. Para limos y arcillas que tienen un índice de plasticidad de 14 a 30, el (γ_{tv}) está entre 0.024% y 0.06% (Hsu y Vucetic 2004, 2006).

En la frontera entre los regímenes de deformación media y grande, existe un umbral de deformación por degradación (γ_{td}) que representa el valor de deformación más alto que refleja la desestructuración decisiva de la muestra. Entre el rango de (γ_{lv}) y (γ_{td}), el suelo experimenta cambios permanentes en su microestructura y en condiciones drenadas ocurre una variación de volumen.

De acuerdo a [Díaz-Rodríguez et al. 2008], este umbral (γ_{td}) se ha representado como un nivel crítico de carga repetida **en el que nunca se producirá la falla del suelo**; más allá de este, comienza la degradación hasta llegar al umbral de falla (γ_{ff}). Cabe mencionar, que cuando se estuvo buscando el umbral (γ_{td}) en arcillas ensayadas, se presentó una alta presión de poros, logrando la licuación del material, haciendo que se acelerasen las eventuales fluencias y fallas dinámicas, si no se permite que la presión de poros se disipe.

Este mismo mecanismo se asume que ocurrió (**no verificado completamente**) en los tipos de suelos arenosos ensayados de muestras recabadas posteriormente en la superficie de falla del deslizamiento de Las Colinas, ocurrido el 13 de enero de 2001 por el terremoto de subducción [Mw 7.7], frente a las costas salvadoreñas; donde debido a la gran excitación del evento sísmico y la presencia de agua en los estratos arenosos desencadenó la licuefacción propia del suelo [Mendoza et al., 2001]

2.5 Parámetros influyentes en propiedades dinámicas

Si bien ya se discutió sobre la influencia directa de las curvas dinámicas en el comportamiento del suelo a diferentes intensidades, sin embargo, es necesario conocer que propiedades inciden en la construcción de dichas curvas. Por ejemplo, la reducción de la rigidez en los suelos depende de varios factores, tales como, composición del suelo, las relaciones volumétricas iniciales entre las fases del suelo, el historial de estrés, el estado de estrés inicial, el tiempo, la tasa de carga y el número de ciclos. En fin, son diversas las propiedades que presentan una sensibilidad en la definición de una curva y sus umbrales de deformación característicos.

Lo Presti (1989, 1991) junto al conocimiento de los umbrales de deformación, destacó la dependencia existente entre la deformación y la plasticidad de los suelos arcillosos. Esto fue más adelante confirmado por Vucetic (1992, 1994), especificando que el valor del Índice de plasticidad era el parámetro que influía directamente en las curvas dinámicas.

En general, los principales parámetros identificados por muchos investigadores, que influyen en las propiedades dinámicas de los suelos son los siguientes:

- índice de plasticidad (PI),
- el esfuerzo de confinamiento medio efectivo (σ'_m),
- la frecuencia de carga (f),

- el número de ciclos de carga (N) y
- el índice de sobreconsolidación (OCR)

A continuación, se enlistan algunos comentarios recabados por [Ciancimino et al., 2019], respecto a los parámetros más influyentes.

1. Suelos caracterizados con altos valores de (PI) experimentan altos valores de G_s/G_0 para una deformación (γ_c).
2. Curvas de reducción de módulo de corte ($G_s/G_0 - \gamma_c$) tienden a ser más altas con el aumento del esfuerzo de confinamiento medio efectivo (σ'_m).
3. Con el aumento del (σ'_m), las curvas de amortiguamiento histerético ($D - \gamma_c$) tienden a disminuir para todas las amplitudes de deformación.
4. La importancia de (σ'_m) disminuye con el aumento del (PI).
5. Las curvas ($G_s/G_0 - \gamma_c$) se degradan más lentamente a medida aumentan el (σ'_m) y el (PI).
6. Los suelos de menor plasticidad se ven más afectados por el (σ'_m) que los suelos de mayor plasticidad.
7. Los valores de amortiguación de deformación pequeña, D_{min} , aumentan al aumentar el PI, mientras que los valores de D a deformaciones altas disminuyen al aumentar el PI.
8. El valor de OCR es reconocido como un factor que incrementa las curvas ($G_s/G_0 - \gamma_c$), aunque es considerado como un factor secundario.
9. Las características de la carga dinámica (tipo de sismos) también afectan el comportamiento no lineal de los suelos.
10. El efecto de la frecuencia de carga (f), es reconocida como un factor de incremento en los valores de G_s y D .
11. La relevancia del valor de número de ciclos de carga (N) es ligeramente evidente en valores de (γ_c) por encima del umbral de deformación por degradación (γ_{td}). Sin embargo, N tiene un impacto menor en D .

2.6 Modelos numéricos para el comportamiento dinámico del suelo.

Los materiales que constituyen el suelo exhiben una diversa gama de comportamientos constitutivos complejos, lo que hace que el desarrollo de modelos numéricos sea bastante desafiante [Boliseti, Chandrakanth, 2014]. Se han desarrollado varios modelos de diferente complejidad en la ingeniería sísmica, que (Kramer, 1996) clasifica como:

1. Modelos lineales equivalentes;
2. Modelos cíclicos no lineales; y
3. Modelos constitutivos avanzados.

Los modelos lineales equivalentes y los modelos cíclicos no lineales se basan únicamente en el comportamiento de corte y se emplean para análisis unidimensionales de respuesta al sitio. Los modelos constitutivos avanzados incorporan el comportamiento no lineal tridimensional del suelo y se utilizan para análisis más completos y análisis de interacción suelo-estructura. [Boliseti, Chandrakanth, 2014].

2.6.1 Modelo lineal-equivalente

Los investigadores Hardin y Dmievich en 1972, observaron que los suelos sometidos a ciclos de cargas cortantes simétricas con amplitud constante, muestran un comportamiento esfuerzo-deformación histerético, tal como se ilustra de manera idealizada en los bucles de histéresis de la figura 4, Donde τ y γ son el esfuerzo y la deformación cortante, respectivamente, mientras que τ_c y γ_c son la amplitud del esfuerzo y deformación cortante cíclico, respectivamente.

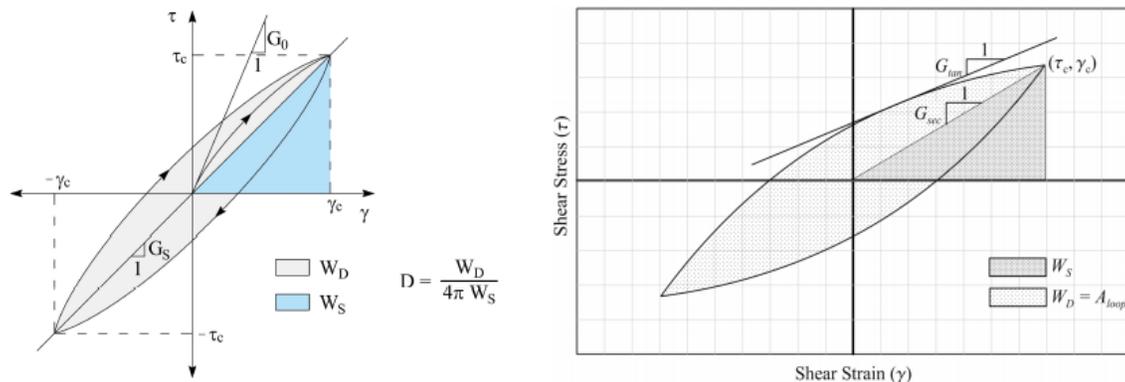


Figura 4. Parámetros que describen el ciclo de esfuerzo-deformación cíclico idealizado en los suelos.

Fuente: Ciancimino et al., 2019

Entre otros parámetros de referencia se visualizan el módulo de corte secante (G_s) y la relación de amortiguación del material (D). En deformaciones muy pequeñas cercanas a cero, el módulo de corte secante asume el valor máximo (G_0).

Otro aspecto importante, es que a medida aumenta la deformación, la pendiente (G_{tan}) de la curva va disminuyendo, **indicando un ablandamiento del suelo**. Además, un bucle completo de la histéresis indica la disipación de energía que es igual al área de la histéresis para cada ciclo de carga. Una de las bondades del modelo lineal-equivalente, es que simplifica este comportamiento al caracterizar el bucle de histéresis, tanto por a) una rigidez equivalente o un módulo secante (G_{sec}) y b) una relación de amortiguamiento equivalente que es directamente proporcional a la energía histerética disipada.

El módulo secante (G_{sec}) es calculada como:

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (1)$$

Por otro lado, la relación de amortiguación del material (D) representa la energía disipada internamente por el suelo en condiciones de carga cíclica, como consecuencia de la fricción entre las partículas del suelo, el comportamiento no lineal del suelo y los efectos de la velocidad de deformación (viscosos). [Ciancimino et al., 2019]

En el modelo lineal-equivalente, esta relación se describe con referencia a la relación de amortiguamiento viscoso equivalente, es decir, la relación de amortiguación crítica de un sistema de un solo grado de libertad, constituido por una masa conectada a un resorte linealmente elástico y un amortiguador viscoso [Ciancimino et al., 2019]

Por lo tanto, esta relación de amortiguamiento (D) se puede evaluar como la relación entre la **energía disipada en un ciclo** (W_D) y la energía de **deformación elástica máxima** almacenada en el ciclo (W_S), dividida entre 4π . A esta relación también se le conoce como relación de amortiguamiento equivalente o efectivo, la cual se define así:

$$D = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{W_D}{G_{sec} \gamma_c^2} \quad (2)$$

A medida que aumenta la deformación máxima de los ciclos de carga, el módulo de corte secante disminuye y aumenta la amortiguación efectiva.

Por lo anterior, la naturaleza no lineal de la relación esfuerzo-deformación con el aumento de la amplitud de la deformación por cizallamiento cíclico se describe típicamente mediante una curva de reducción de módulo normalizada ($G_s/G_0 - \gamma_c$) propuesta en primer lugar por [Seed e Idriss ,1970].

Y por otro lado, al disiparse cada vez más energía, la relación entre el amortiguamiento (D) y la deformación es representada por una curva de amortiguamiento histerético ($D - \gamma_c$). Ambas curvas dinámicas suelen ser representadas en un gráfico semilogarítmico, tal como se observa en la figura 1.

Estas curvas dinámicas son claves obtenerlas para los análisis equivalente-lineales, las cuales, cabe mencionar, dependen del esfuerzo principal medio efectivo para un suelo dado (en profundidad), y se sabe que permanecen casi constantes en el rango de frecuencia de carga considerado en los análisis sísmicos tradicionales (es decir, 0-25 Hz). Dada su simplicidad y facilidad en la calibración experimental, se han realizado importantes esfuerzos para caracterizar estos parámetros para varios suelos.

2.6.1.1 Análisis de respuesta de sitio

El análisis de respuesta del sitio (SRA) es el proceso de calcular la respuesta de un depósito de suelo a un movimiento del suelo de un terremoto en ausencia de estructuras (llamado respuesta de campo libre). [Bolisetti, Chandrakanth, 2014].

El MARN posee una serie de sitios a lo largo del territorio con pozos instrumentados (es decir, con estaciones acelerográficas en superficie y en el fondo), lo que permite conocer una función de transferencia directa, donde ha resultado evidente que la aceleración de la superficie durante un terremoto se ve afectada por las propiedades del depósito de suelo subyacente. A medida que las ondas del sismo se propagan hacia arriba en el perfil del suelo, atravesando unidades blandas o competentes (amplificando o atenuando la señal sísmica) las frecuencias seleccionadas en el movimiento de entrada se amplifican o atenúan, dando como resultado nuevos picos en el espectro de respuesta de aceleración de la superficie.

Para movimientos sísmicos pequeños, los cuales inducen pequeñas deformaciones del suelo (y por lo tanto una respuesta del sitio casi lineal), **estas frecuencias corresponden a las frecuencias de resonancia del depósito de suelo**. En cambio, cuando el nivel de intensidad del sismo incrementa, se inducen deformaciones más grandes en el suelo, lo que **introduce efectos de sitio no lineales**. Estos efectos incluyen:

1. Disminución en las frecuencias de resonancia (o alargamiento del período de tiempo) de amplificación debido al ablandamiento del suelo, y
2. Disminución en la magnitud de amplificación (o algunas veces deamplificación) debido al amortiguamiento histerético.

Por lo tanto, una evaluación adecuada de la amenaza sísmica en un sitio requiere una estimación razonable de estas amplificaciones y de las frecuencias a las que se producen.

En la actualidad, existen diferentes códigos y algoritmos que permiten realizar el cálculo de la respuesta de sitio, desde modelos lineales-equivalentes como modelos más complejos puramente no lineales. En este trabajo, se realizará la evaluación de la respuesta del sitio bajo un enfoque equivalente-lineal, dada su practicidad y por ser uno de los métodos más estudiado y utilizado por diferentes investigadores.

Entre los diversos códigos computacionales para evaluar la respuesta de sitio de manera equivalente-lineal están: tomado de [Lasley, S.J., et al 2014]

- a) SHAKE: escrito por B. Schnabel et al. 1972, este fue el primer código en realizarse para esta tarea. La versión SHAKE91 es el código lineal equivalente estándar de facto, y varios códigos posteriores usan directamente su código. Una actualización del código se llama SHAKE2000, el cual es un preprocesador y posprocesador para SHAKE91. Este código sigue siendo un estándar porque es un programa muy simple. Sin embargo, carece de una interfaz gráfica de usuario, un modo por lotes y un catálogo de curvas de degradación. Además no soporta registros acelerográficos de entrada que posean una tasa de muestreo de 200 Hz.
- b) DEEPSOIL: se desarrolló por primera vez en 1998 bajo la dirección de Youssef M.A. Hashash en la Universidad de Illinois en Urbana-Champaign. El programa tiene varias características adicionales de las de SHAKE91: tiene una interfaz gráfica de usuario, contiene un catálogo de módulos de corte y curvas de degradación de la amortiguación, puede generar datos y gráficos en formato Microsoft Excel y tiene un modo por lotes para el manejo múltiples movimientos de entrada. Además, se admiten análisis lineales equivalentes en el dominio del tiempo y en el dominio de la frecuencia. La versión 7.0 ya incluye la opción para variar o aleatorizar las propiedades físicas estáticas y dinámicas del suelo. Adicionalmente, este programa incluye métodos no lineales más complejos, que necesitan información adicional de las unidades del suelo.
- c) Strata: fue escrito por Albert Kottke y Ellen M. Rathje en la Universidad de Texas en Austin [10]. Tiene una interfaz gráfica de usuario, un catálogo extenso y personalizable de módulo de corte y curvas de degradación de la amortiguación, una opción para usar la teoría de vibración aleatoria (RVT) para la introducción de movimientos de entrada y opciones para aleatorizar o variar las propiedades de las unidades del suelo del perfil. También tiene un amplio conjunto de opciones de salida (incluida la energía disipada), salidas a formato universal de valores separados por comas (.csv) y soporte de lotes de movimiento de entrada múltiple en formato de registros del PERR *.AT2.

El código fuente de Strata es completamente abierto y se puede compilar en cualquier sistema operativo de escritorio virtual. Una de las grandes bondades de este programa es que en contraste con otras implementaciones del algoritmo lineal equivalente, tiene una opción para autodiscretizar las capas de un perfil de suelo, dividiendo cada tipo de suelo en subcapas más pequeñas para su análisis.

En este trabajo se utilizará el programa Strata, para realizar los modelos analíticos.

2.6.1.2 Programa Strata

Strata calcula la respuesta dinámica del sitio de una columna de suelo unidimensional utilizando el método de análisis lineal-equivalente, es decir, mediante la propagación de ondas lineales con propiedades dinámicas de los suelos dependientes de la deformación. Al igual que SHAKE, Strata solo calcula la respuesta para ondas de corte polarizadas (SH) horizontalmente que se propagan verticalmente y se propagan a través de un sitio con capas horizontales. [Kottke, A. et al, 2013].

Adicionalmente, se asume que los depósitos del suelo están dispuestos horizontalmente sobre un medio espacio uniforme [Kwok, A. et al. 2007]. El análisis unidimensional de respuesta al sitio involucra la excitación de un perfil de suelo usando el componente horizontal de un movimiento del suelo (registro acelerográfico) y calculando iterativamente la respuesta de las capas de suelo individuales. Para mayor comprensión de la manera de propagación de las ondas, se derivan dos tipos de análisis:

- a) Un análisis de propagación de ondas ascendentes (APOA)
- b) Un análisis de propagación de ondas descendentes (APOD)

Un APOA generalmente implica la entrada de un movimiento de afloramiento rocoso (mejor conocido en la literatura como *“rock outcrop motion”*, el cual es el movimiento del suelo registrado en un lecho rocoso cercano que aflora) [ver figura 5] en la interfaz suelo-lecho rocoso, mientras que el lecho rocoso se reemplaza por un límite elástico de transmisión para permitir la radiación de las ondas salientes.

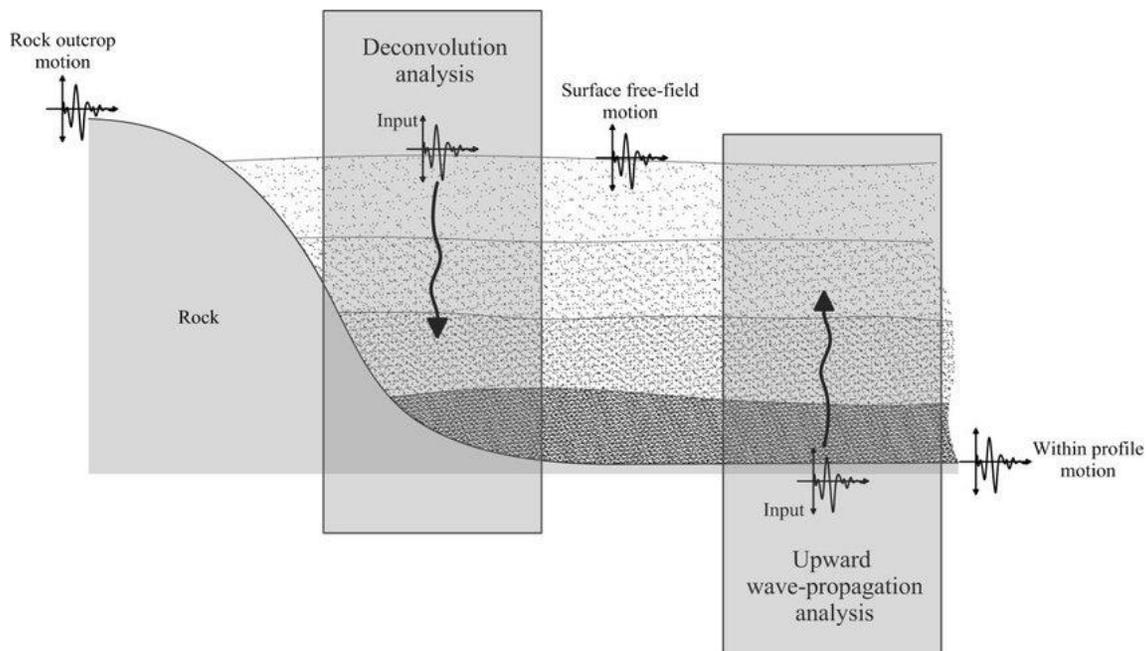


Figura 5. Análisis unidimensional de respuesta al sitio. Fuente: [Bolisetti, Chandrakanth, 2014].

Si el movimiento del suelo en profundidad está disponible a partir de los datos registrados (denominado “within-motion” movimiento del suelo dentro del perfil, por ejemplo registros en fondo de pozos instrumentados), se ingresa directamente en la base del perfil del suelo mientras se asumen propiedades rígidas para el lecho rocoso.

Por otro lado, en un APOD el movimiento de campo libre de la superficie se ingresa en la capa superior del suelo y se calcula la respuesta de las capas subyacentes. Este proceso se conoce como deconvolución. [Bolisetti, Chandrakanth, 2014]. Ver figura 5.

Un aspecto importante en destacar, que como plantea [Kramer, 1996], al realizar análisis unidimensionales que consideran únicamente propiedades viscoelásticas lineales, las respuestas de los sistemas se podrían calcular utilizando soluciones aproximadas de forma-cerrada. Por lo que, dado que estas soluciones tienen la forma de funciones de transferencia dependientes de la frecuencia, los cálculos se realizan normalmente en el dominio de la frecuencia.

Al trabajar en el dominio de la frecuencia se considera el supuesto de que las propiedades dinámicas [G y D] se mantienen constantes durante la duración del terremoto. [Kwok, A. et al. 2007]. Sin embargo, a medida se va incursionando en el rango no lineal del suelo, estas propiedades podrían variar con la deformación acumulada por corte. Al realizar análisis de respuesta de sitio unidimensionales que consideran características no lineales del suelo, como lo es método equivalente-lineal, se podría emplear tanto en el dominio de la frecuencia como en el del tiempo.

2.6.1.2.1 Teoría de propagación de ondas

Para comprender de mejor manera el método equivalente-lineal, se debe considerar la teoría de propagación de ondas y formulaciones a partir de un análisis puramente lineal. En este sentido, se detallarán estos supuestos dentro del marco de un análisis en el dominio de la frecuencia. En la figura 6, se muestra un sistema simple multicapas de unidades de suelo y el lecho rocoso. El valor de m es el número de capa, h_m es la altura de la capa. A y B representan las amplitudes normalizadas de las ondas hacia arriba ($-z$) y hacia abajo ($+z$), respectivamente. Estas amplitudes son calculadas utilizando fórmulas recursivas desarrolladas manteniendo la compatibilidad de desplazamiento y esfuerzo cortante en los límites de la capa. [Kottke, A. et al, 2013]

Los análisis en el dominio de la frecuencia se basan en una solución de forma-cerrada de la ecuación de onda para la propagación de las ondas de corte a través de un medio continuo en capas, con cada capa m teniendo una densidad $[\rho]$, rigidez o módulo de corte $[G]$ y amortiguación histerético $[D]$ específico. De igual manera, se especifica un movimiento de control de frecuencia $[\omega]$ en cualquier capa m del sistema, el cual proviene del registro acelerográfico de entrada en el sistema.

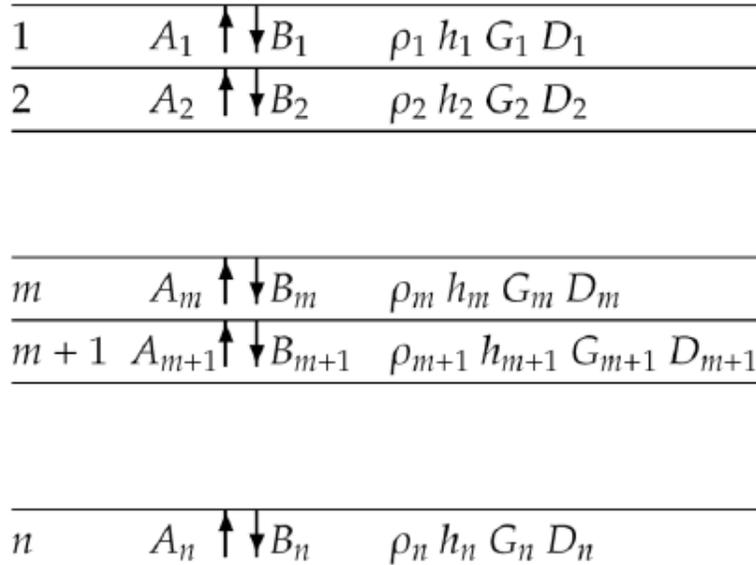


Figura 6. Nomenclatura para la propagación teórica de ondas. Fuente: [Kottke, A. et al, 2013].

Una solución exacta de la respuesta del sistema se puede expresar como una **función de transferencia** que relaciona la amplitud del desplazamiento sinusoidal en cualquier capa arbitraria [m] con la amplitud en la capa n (asumida de roca en la base del depósito).

$$TF_{(m,n)}(\omega) = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n} \quad (3)$$

Donde TF es la amplitud de la función de transferencia entre las capas [m] y [n]; $[A_m$ y $A_n]$, son las amplitudes normalizadas de las ondas propagadas ascendentemente en las capas [m] y [n], respectivamente, B_m y B_n , son las amplitudes normalizadas de las ondas propagadas descendientemente en las capas [m] y [n], respectivamente.

Esta normalización de las amplitudes de onda se toman habitualmente en relación con la amplitud en la capa [m=1], correspondiente a la superficie libre de la columna de suelo, donde el esfuerzo cortante debe ser igual a cero y las amplitudes de las ondas ascendentes y descendentes deben ser iguales $[A_1 = B_1]$, debido a la reflexión perfecta en la superficie libre.

La solución en el dominio de la frecuencia opera modificando, en relación con el movimiento de control de frecuencia $[\omega]$, las amplitudes de onda en cualquier capa [m] para la que se necesitan los resultados. Por tanto, para calcular la respuesta en la superficie de un sitio, las amplitudes normalizadas de onda $[A_m, A_n, B_m$ y $B_n]$ dentro del perfil del suelo se calculan en cada una de las frecuencias discretas del movimiento de entrada (asumiendo densidades $[\rho]$, rigidez $[G]$ y amortiguación $[D]$ conocidas dentro de cada capa) utilizando la Transformada Rápida de Fourier.

Este cálculo se realiza estableciendo [$A_1 = B_1 = 1$] en la superficie y calculando recursivamente las amplitudes de onda [A_{m+1}, B_{m+1}] en capas sucesivas hasta alcanzar la capa de entrada (base) [Kottke, A. et al, 2013]. Una vez que se han calculado las amplitudes [A_{m+1}, B_{m+1}] para una capa dada en todas esas frecuencias, las historias de desplazamiento en el dominio del tiempo de la capa [m], se pueden calcular mediante la Transformada Inversa de Fourier [Kwok, A. et al. 2007].

Por tanto, la respuesta en una capa de interés es calculada mediante la multiplicación del espectro de amplitudes de Fourier (FAS, por sus siglas en inglés) del movimiento de control de entrada por la función de transferencia, de esta manera:

$$Y_{(m)}(\omega) = TF_{(m,n)}(\omega) * Y_{(n)}(\omega) \quad (4)$$

Donde Y_n es la FAS en la capa [n] y Y_m es la FAS en la parte arriba de la capa [m] de interés.

2.6.1.2.2 Tipo de aplicación de sismos de entrada

Un aspecto esencial para entender cómo aplicar los registros acelerográficos en los programas de análisis de respuesta de sitio, es diferenciar entre los “*rock outcrop motion*” y los “*within motion*” y la manera de considerar si existirá interacción entre el suelo y la roca, lo cual se establecería si la base será elástica y/o rígida.

En la figura 7, se muestran los diversos movimientos que pueden existir en una estructura de suelo, haciendo hincapié que los movimientos “*rock outcrop motion*” no son similares a los “*within motion*” o “*bedrock motion*”,

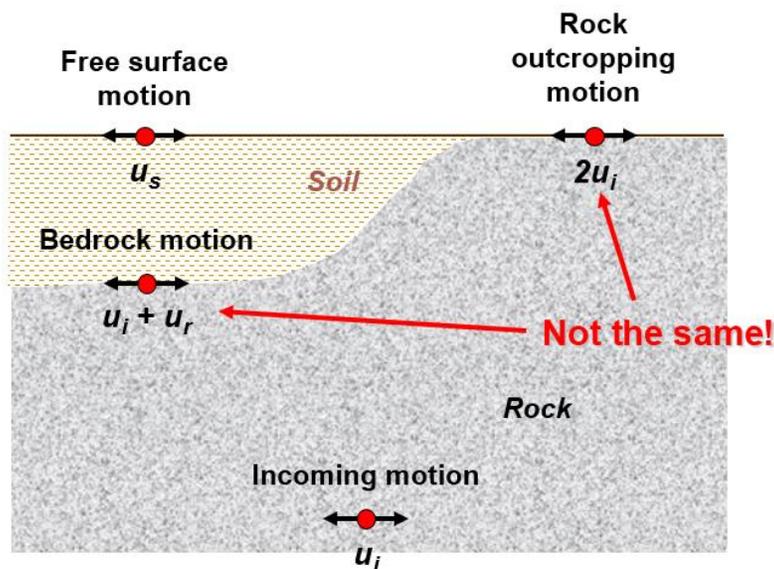


Figura 7. Nomenclatura para ejemplificar los tipos de movimiento de control de entrada en los análisis de respuesta de sitio. Fuente: [Kottke, A. et al, 2013].

En la figura 8 se muestran los dos casos comunes en los que se pueden registrar los movimientos de control en los análisis de dominio de frecuencia. La capa [n] corresponde al estrato rocoso, en la cual arriban las ondas incidentes (ascendente) y reflejada (descendente). En el caso 1, esto ocurre en la base de la columna del suelo [a_n y b_n] y en el caso 2, ocurre en una roca aflorada [a_n^* y b_n^*].

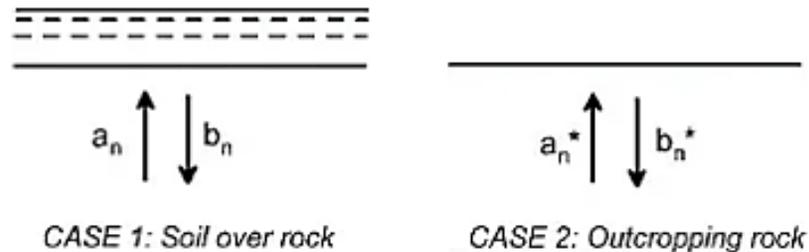


Figura 8. Nomenclatura para la propagación teórica de ondas. Fuente: [Kwok, A. et al. 2007].

Respecto al caso 2, los movimientos de control se registran comúnmente en la superficie del suelo y se denominan "rock outcrop motion". Como se produce un reflejo de onda perfecto en la superficie del suelo, las amplitudes de onda incidente y reflejada son idénticas [$a_n^* = b_n^*$] y, por tanto, los movimientos de afloramiento tienen el doble de amplitud que las ondas incidentes solitarias [Ver figura 7].

Básicamente las ondas incidentes son idénticas en ambos casos [$a_n = a_n^*$], sin embargo, las ondas reflejadas son diferentes [$b_n \neq b_n^*$], ya que en el Caso 1, un porcentaje de las ondas incidentes se transmiten dentro del suelo (refractadas).

Un aspecto que debe tomarse en cuenta para definir qué tiempo de movimiento de control aplicar en nuestro análisis, es que típicamente en las formulaciones de cálculo de la respuesta de cada capa, la FAS se asocia a un movimiento registrado en una roca aflorada ("rock outcrop motion") en una superficie libre, correspondiente al Caso 2 de la figura 8. Sin embargo, lo que se necesita es obtener una FAS que represente un lecho rocoso en la base del depósito de suelo ("within motion"), similar al Caso 1 de la figura 8.

Por lo que, el movimiento en la base del depósito de suelo puede ser evaluada a partir del "rock outcrop motion" y ser convertida a un "within motion" usando la función de transferencia siguiente:

$$TF_{(m,n)}(\omega) = \frac{A_m + B_m}{2A_n} \quad (5)$$

Sin embargo, y dado que un "rock outcrop motion" no considera precisamente una interacción suelo-roca, se necesitaría que el lecho rocoso se tratase como una base elástica y no rígida, para permitir dicha interacción y la radiación de las ondas reflejadas.

Consecuentemente, esta “*within motion*” en la base elástica del perfil puede usarse para calcular los movimientos o historias de desplazamiento en cualquier otra capa superior. Por lo que la función de transferencia resultaría de la siguiente manera:

$$TF_{(m,n)}(\omega) = \frac{A_m + B_m}{2A_n} * \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n} \quad (6)$$

En cambio, si ya se tiene un movimiento de control registrado en la base del lecho rocoso del perfil (a través de un pozo instrumentado), se asumiría que los efectos de interacción roca-suelo ya estarían considerados; por lo que al realizar el análisis unidimensional se establecería que el lecho rocoso sería totalmente rígido.

En definitiva, para mostrar las diferencias respecto a la selección del movimiento de control de entrada, en la figura 9 se visualizan los resultados de un ejemplo de respuesta de sitio unidimensional. Donde se obtienen iguales resultados de espectros de respuesta en superficie al considerar un “*rock outcrop motion*” más una base del lecho rocoso elástica y un “*within motion*” más una base rígida.

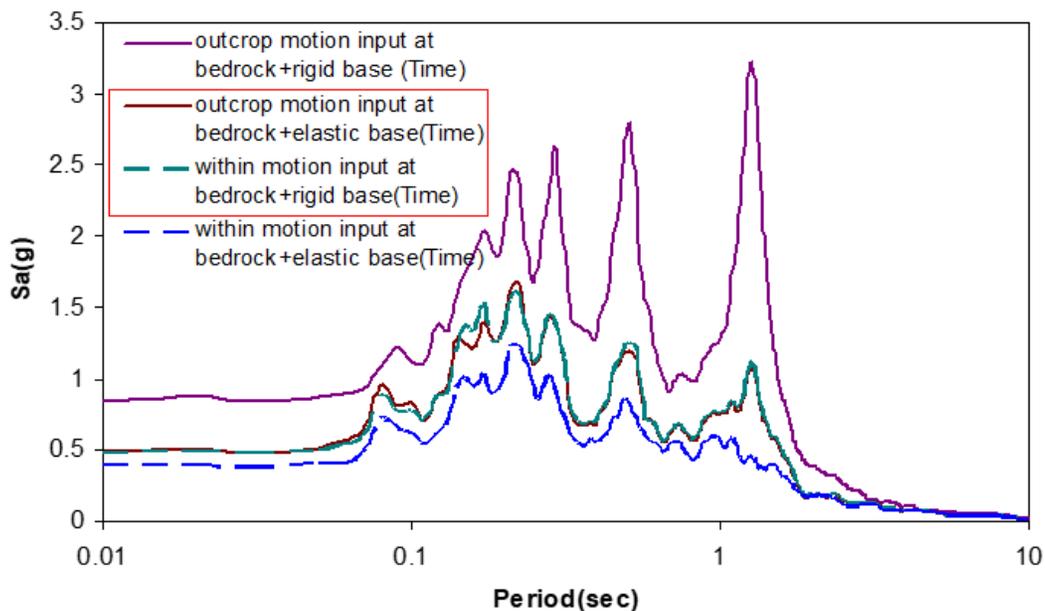


Figura 9. Espectros de respuesta en superficie obtenidos de un ejemplo de análisis de respuesta de sitio unidimensional, enfocándose en sensibilidad de tipos de movimiento de control de entrada.

Fuente: [Hashash, Y. et al, 2005].

2.6.1.2.3 Análisis equivalente-lineal en Strata

Como se ha mencionado anteriormente, el comportamiento dinámico del suelo no es lineal, por lo que las expresiones mostradas arriba, deberán modificarse para considerar las variaciones en las propiedades dinámicas [G y D] por la deformaciones por corte producidas por la variabilidad en la intensidad del movimiento sísmico.

En el análisis de respuesta de sitio lineal equivalente, la respuesta no lineal del suelo se aproxima modificando las propiedades elásticas lineales del suelo en función del nivel de deformación por corte inducida. Debido a que las deformaciones inducidas dependen de las propiedades del suelo, los valores del módulo de reducción de corte [G] y la relación de amortiguación histerético [D] (compatibles con la deformación) se calculan iterativamente en función de la deformación calculada, a través de una serie de análisis lineales [Kottke, A. et al, 2013].

A diferencia de las funciones de transferencia mostradas arriba (que simplemente amplificaban las FAS), la función de transferencia de deformación amplifica el movimiento y convierte la aceleración en deformación.

Por lo que se utiliza una función de transferencia para calcular la deformación cortante en la capa en función del movimiento de entrada de afloramiento. En el cálculo de la función de transferencia de deformación, la deformación por corte se calcula en el medio de la capa ($z = h_m / 2$) y se utiliza para seleccionar las propiedades del suelo compatibles con la deformación.

La función de transferencia de deformación basada en un movimiento de entrada de afloramiento “*rock outcrop motion*” se define por:

$$TF_{(m,n)}^{deformacion}(\omega) = \frac{ik_m^* \left(A_m e^{\frac{ik_m^* h_m}{2}} \right) - B_m e^{-\frac{ik_m^* h_m}{2}}}{-\omega^2 (2A_n)} \quad (7)$$

La FAS dentro de una capa se calcula aplicando la función de transferencia de deformación a la FAS del movimiento de entrada. La deformación máxima dentro de la capa se deriva de su FAS, ya sea mediante la conversión al dominio del tiempo o mediante métodos de la Teoría de Variación Aleatoria (RVT, por sus siglas en inglés).

Sin embargo, no es apropiado usar la deformación máxima dentro de la capa para calcular las propiedades del suelo compatibles con la deformación, porque la deformación máxima solo ocurre por un instante en el tiempo. En cambio, se calcula una deformación por corte efectiva ($\gamma_{efectiva}$) a partir de la deformación máxima. Normalmente, la deformación efectiva es el 65% de la deformación máxima.

Esta ($\gamma_{efectiva}$) es un parámetro clave que relaciona las condiciones de carga que ocurren durante el terremoto con las de las pruebas de laboratorio que se utilizan para calcular la reducción del módulo de corte [G] y las curvas de amortiguación histerético [D]. Cabe destacar, que este valor depende enormemente de las características de la magnitud del terremoto traducido en los movimientos de entrada o registros acelerográficos [Bolisetti, Chandrakanth, 2014].

En resumen, el método equivalente-lineal para el análisis unidimensional de la respuesta de sitio, se podría resumir en los siguientes pasos:

1. Se utilizan las propiedades dinámicas [curvas G y D] iniciales, aplicadas a cada capa de la columna del suelo.
2. Las amplitudes normalizadas de las ondas propagadas ascendente y descendente A y B son calculadas para cada capa.
3. La función de transferencia de deformación por corte es calculada para todas las capas.
4. La deformación máxima por corte dentro de cada capa se calcula aplicando la función de transferencia de deformación a la FAS del movimiento de entrada y encontrando la respuesta máxima.
5. La deformación efectiva (γ_{efectiva}) se calcula a partir de la deformación máxima dentro de cada capa.
6. El módulo de reducción de corte [G] y la relación de amortiguación [D] compatibles con la deformación se vuelven a calcular en función de la nueva estimación de la deformación efectiva dentro de cada capa.
7. Las nuevas propiedades dinámicas no lineales [G y D] se comparan con la iteración anterior y se calcula un error. Si el error para todas las capas está por debajo de una tolerancia predefinida, el cálculo se detiene.
8. Una vez finalizada la parte iterativa del programa, la respuesta dinámica del depósito de suelo se calcula utilizando las propiedades compatibles con la deformación

2.6.1.2.4 Supuestos de análisis equivalente-lineal

A continuación, se detallan los supuestos implicados en el programa numérico Strata, basado en el método lineal-equivalente.

1. Los perfiles de suelo se componen de capas horizontales apiladas una encima de la otra.
2. Las capas de suelo son homogéneas a lo largo del plano horizontal.
3. El sistema se extiende infinitamente en la dirección horizontal.
4. Cada capa en el sistema queda completamente definida por el valor de módulo de corte, el coeficiente de amortiguamiento crítico, densidad y espesor. Estos valores son independientes de la frecuencia.

5. El movimiento del suelo que incide en el depósito de suelo tiene la forma de ondas de corte polarizadas que se propagan verticalmente.
6. Las respuestas en el sistema son causados por la propagación de ondas de corte hacia arriba desde la roca subyacente.
7. Las ondas de corte se expresan como valores de aceleración espaciados intervalos de tiempo constantes. La repetición cíclica del historial de aceleración está implícito en la solución.
8. La dependencia de la del módulo de corte y el amortiguamiento se considera mediante el procedimiento lineal equivalente, basado en el cálculo de una deformación unitaria efectiva promedio para cada capa

Estos supuestos simplifican el fenómeno de respuesta del sitio y permiten el uso de modelos numéricos simplificados para el análisis numérico. Sin embargo, los depósitos de suelo que no se ajustan a estos supuestos deben analizarse utilizando métodos multidimensionales [Bolisetti, Chandrakanth, 2014].

2.6.1.2.5 Temas a ser considerados

Existen muchos otros modelos no lineales que tratan de aproximarse más a la realidad compleja de la respuesta de sitio de los suelos. Desde el enfoque de las soluciones, ya sea en el dominio de la frecuencia o del tiempo, hasta la consideración de modelos de suelo que incluyan la disipación y generación de la presión de poros.

Debido a que en este primer documento, se utilizarán básicamente curvas dinámicas empíricas desarrolladas por investigadores en el área, los cuales ya han realizado sus trabajos a base de modelos hiperbólicos propuestos por [Ramberg-Osgood, 1943] y [Konder y Zelasko, 1963], o bien modelos cuadráticos-hiperbólicos propuestos por [Groholski et al. 2016], junto con la aplicación o no de las reglas ordinarias o extendidas de Masing, o la consideración de control de los esfuerzos cortantes en el suelo; no se considerarán la construcción de modelos de suelo.

Las reglas de Masing consisten en una traducción y dilatación de las leyes originales que rigen la relación esfuerzo-deformación en un suelo [NOAH, 2003]. Es decir, que si uno desea seguir el modelo de suelo obtenido por [Darendeli, 2001] junto a todas sus aproximaciones en [G y D] y hemos obtenido una curva dinámica a través de ensayos, al utilizar las reglas de Masing, se podrían determinar los parámetros del modelo de [Darendeli, 2001] que más se acercan a las curvas definidas.

Un aspecto importante, es también la consideración de modelos que presenten en sus formulaciones, la dependencia al esfuerzo confinante efectivo, lo cual se acerca mucho a la realidad al encontrarse las capas de suelo sometidas a esfuerzos al ubicarse a cierta profundidad. En este trabajo, se tratará de considerar aquellos modelos que utilicen el concepto de presión-dependiente.

Finalmente, un tema muy importante, pero por falta de información en la realización de ensayos geo-mecánicos en las muestras recabadas, tanto la evaluación de la permeabilidad de ciertas capas de la columna de suelo como la estimación de la presión de poros y la consecuente degradación del módulo de rigidez, no se considerará en este trabajo.

2.6.1.2.6 Auto-discretización de las capas

Una de las grandes diferencias entre Strata y otros programas de análisis de respuesta del sitio, es el hecho de que el usuario no define las subcapas utilizadas en la parte de cálculo del análisis. En cambio, el usuario define una capa de velocidad (extraída del perfil de velocidad de ondas de corte) que luego es subdividida en subcapas por Strata. Esta diferencia fundamental existe porque Strata permite que las capas y la velocidad de la onda de corte varíen entre las simulaciones de Monte Carlo (ver apartado 5.5.1) y, por lo tanto, cambia el espesor requerido de las subcapas. [Kottke, A. et al, 2013].

El espesor máximo ($h_{(max,i)}$) de las subcapas de la i -ésima capa de velocidad, se toma como una fracción de la longitud de onda mínima que será capturada por el análisis, de la siguiente manera:

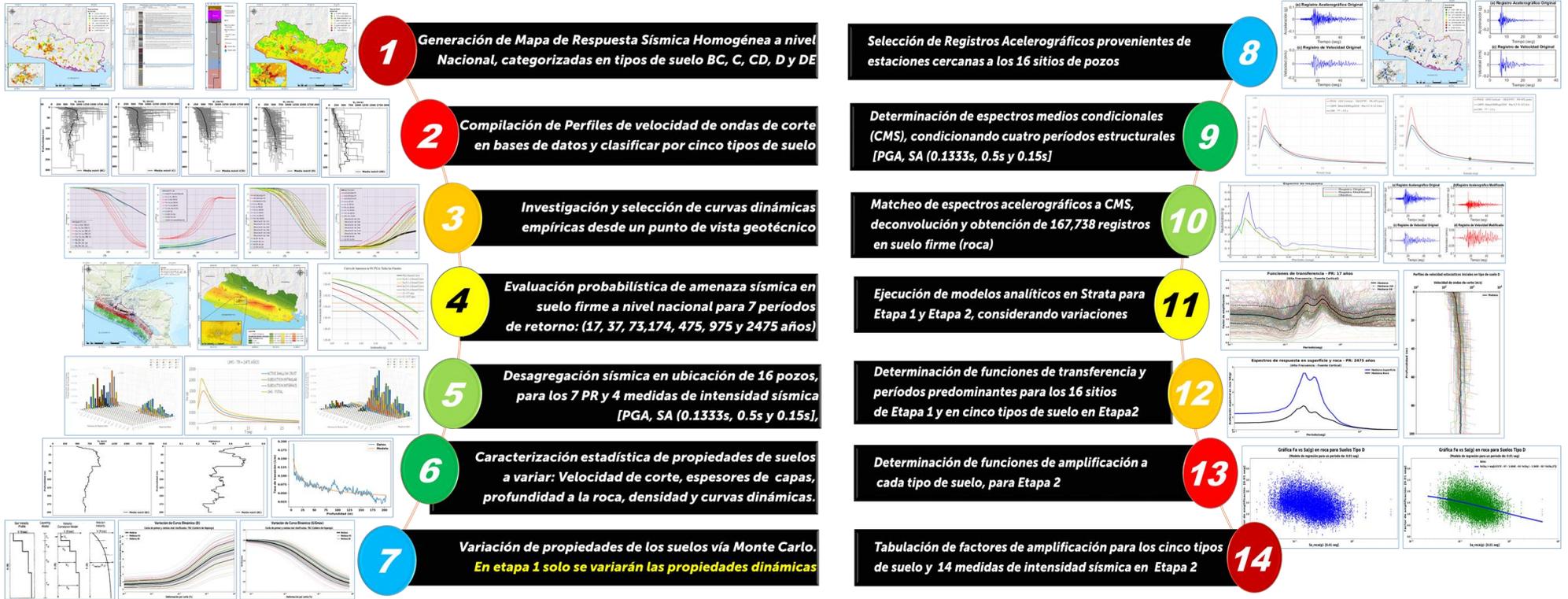
$$h_{(max,i)} = \lambda_{frac} * \lambda_{min} = \lambda_{frac} * \frac{v_{s,i}}{f_{max}} \quad (8)$$

Donde λ_{frac} es la fracción de longitud de onda que típicamente varía entre (0.1 y 0.2), cualquier valor mayor que 0.3333 no se recomienda. La f_{max} es la frecuencia máxima de interés ingenieril que es típicamente alrededor de 20 Hz (0.05 s), y $v_{s,i}$ es la velocidad de onda de corte de la capa i . [Kottke, A. et al, 2013].

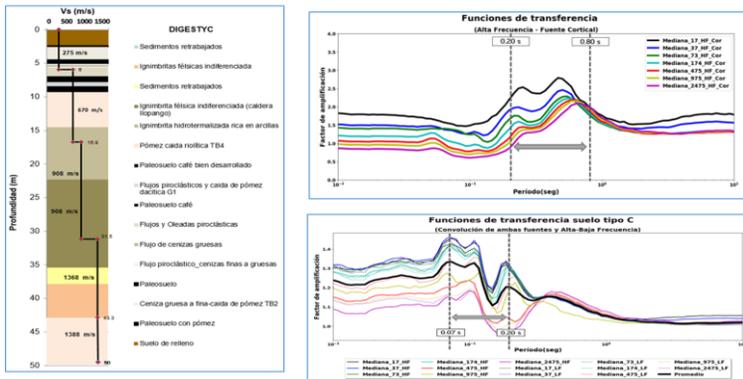
El espesor real de las subcapas es menor que el espesor máximo, de modo que la altura de la capa de velocidad dividida por el espesor de la subcapa es un número entero. Al no considerar esta auto-discretización de las capas, el programa utilizará las capas definidas en Perfil de suelo ingresado, que es el mismo enfoque que se utiliza en la mayoría de los programas de respuesta del sitio. [Kottke, A. et al, 2013].

3. Metodología de análisis

La metodología de análisis para el desarrollo de este trabajo se enmarca en dos etapas y se visualiza en la figura 10. La primera está orientada en la evaluación de la respuesta de sitio de 16 pozos perforados con conocimiento directos de su estructura de velocidades, a través de un enfoque cuasi-determinístico; y la segunda alineada a una visión probabilística de estimación de funciones de amplificación a nivel nacional, enmarcadas en zonas homogéneas de respuesta similar en términos del parámetro $Vs30$.



Resultados de Etapa 1



Resultados de Etapa 2

8.2.1 Factores de amplificación para PGA [0.01 seg]

Aceleración máxima de terreno (PGA[0.01 seg]) en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)

Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.16	1.16	1.15	1.14	1.14	1.13	1.13	1.13	1.12	1.12	1.12	1.12	1.11	1.11	1.11	1.10	1.10	1.10	1.09	1.08
C	1.38	1.38	1.37	1.35	1.33	1.31	1.30	1.28	1.27	1.26	1.24	1.23	1.22	1.21	1.20	1.18	1.16	1.15	1.09	1.05
CD	1.56	1.52	1.45	1.41	1.37	1.34	1.32	1.29	1.27	1.26	1.24	1.23	1.21	1.20	1.19	1.17	1.15	1.13	1.07	1.02
D	1.77	1.66	1.53	1.45	1.38	1.33	1.29	1.25	1.22	1.19	1.17	1.14	1.12	1.10	1.09	1.05	1.03	1.00	0.91	0.85
DE	2.25	1.98	1.75	1.62	1.52	1.45	1.39	1.34	1.29	1.25	1.22	1.19	1.16	1.13	1.11	1.07	1.03	0.99	0.86	0.78

8.2.2 Factores de amplificación para SA [0.1 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(0.1 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)

Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.14	1.15	1.19	1.20	1.21	1.20	1.20	1.19	1.19	1.18	1.18	1.17	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.10	1.04	1.04
C	1.25	1.26	1.27	1.26	1.25	1.24	1.23	1.21	1.20	1.19	1.18	1.17	1.16	1.15	1.13	1.11	1.10	1.10	1.04	0.99
CD	1.60	1.60	1.45	1.36	1.30	1.25	1.21	1.18	1.16	1.14	1.12	1.10	1.09	1.07	1.06	1.04	1.02	1.00	0.94	0.90
D	2.01	1.98	1.69	1.54	1.44	1.37	1.31	1.27	1.23	1.20	1.17	1.15	1.12	1.10	1.08	1.05	1.02	1.00	0.91	0.85
DE	2.39	2.34	1.98	1.77	1.63	1.51	1.42	1.34	1.27	1.21	1.16	1.11	1.07	1.03	0.99	0.92	0.86	0.81	0.60	0.45

Figura 10. Metodología de análisis para Etapa 1 y 2 de la modelación analítica para la respuesta sísmica de sitio. Fuente: MARN 2020

4. Descripción de mapa de respuesta sísmica homogénea

De acuerdo a la metodología de análisis, previo al desarrollo de la segunda etapa enfocada en un procedimiento enteramente probabilístico para estimar la respuesta de sitio a nivel nacional, es necesario la realización de una clasificación o agrupación de los materiales geológicos superficiales en categorías de respuesta sísmica similar, es decir, lograr representar a nivel nacional categorías de suelo que podrían tener comportamiento sísmico homogéneo, a pesar de las grandes incertidumbres que pueden existir siempre dentro de una misma categoría.

Detalles de este trabajo se encuentran en el documento DTO-VS30, sin embargo, en este apartado se abordarán ciertos aspectos y se mostrarán los resultados obtenidos.

4.1 Clasificación de suelos propuesta según NEHRP 2020

La razón de identificar zonas homogéneas obedece en la complejidad de obtención de los parámetros dinámicos in situ, ya sea mediante ensayos de campo o de laboratorio, debido a: a) falta de equipo de laboratorio para cuantificar las propiedades dinámicas, b) áreas de análisis demasiado extensas, c) variaciones bruscas de los materiales tanto en la vertical como en la horizontal, e) dificultades de interpretación mediante las correlaciones empíricas.

Por ello, casi siempre, los análisis se realizan asumiendo parámetros de respuesta sísmica genéricos, como es la velocidad de corte (V_s) en función de la situación, edad, composición y origen de las formaciones geológicas. [García, Ignacio, 2016]. Este valor de V_{s30} es uno de los parámetros más importantes considerados a nivel mundial para la clasificación de los suelos, que corresponde al promedio de las velocidades de ondas cortantes de las capas de suelo ubicadas desde la superficie hasta 30 metros debajo de ella [Schmidt, 2014].

El hecho de definir el promedio de velocidades a los 30 metros de profundidad como un criterio para la clasificación de suelos, obedece a que el suelo dentro de esta profundidad es el que afecta en mayor medida el comportamiento de las estructuras que se edifiquen sobre él [Schmidt, 2014]. A este respecto, diversas normativas sísmicas de varios países establecen varios tipos de suelos con respuestas sísmicas similares (Eurocódigo 8, UBC 1997 (*Uniform Building Code*), NEHRP 2003, por sus siglas en inglés, *National Earthquake Hazards Reduction Program*)

La versión más reciente del NEHRP 2020 considera un rango de clasificación de tipos de suelo más amplio y por ende, valores de límites máximos y mínimos de V_{s30} adicionales. Esta acción se ampara a la modificación en los códigos de Estados Unidos en considerar espectros de diseño multiperíodo para diversos tipos de suelos encontrados en su territorio. A continuación, en la tabla 1 se muestra esta clasificación.

Tabla 1. Clasificación de suelos según NEHRP 2020

No	Clases de Suelo				Criterio Geotécnico (promedio de 30 m superiores)					
	Tipo Clase 2016 NEHRP	Tipo Clase 2020 NEHRP	Descripción general	Descripción detallada	Vs30 (m/s)		Vs30 (m/s) Media Geométrica	N or Nch	Su (psf)	
1	A	A	Roca dura	Roca dura	>	1500			NA	NA
2	B	B	Roca media	Roca media		910	1500	1160	NA	NA
3		BC	Roca blanda	Roca blanda		640	910	760	NA	NA
4	C	C	Suelo duro	Suelo muy denso o arcilla dura.		440	640	530	> 50	> 2000
5		CD	Suelo medio duro	Suelo de arena densa o arcilla muy rígida.		300	440	360		
6	D	D	Suelo poco duro	Suelo de arena medianamente densa o suelo arcilloso rígido		210	300	250	15 to 50	1000-2000
7		DE	Suelo blando	Suelo de arena suelta o suelo arcilloso medio rígido		150	210	180		
8	E	E	Suelo muy blando	Suelos de arena muy suelta o suelo arcilloso blando	<	150			< 15	< 1000
9	F	F	Suelos que requieren análisis de respuesta del sitio de acuerdo con la Sección 21.1			Ver Sección 20.3.1				

Dentro del trabajo DTO-VS30, se explica la metodología que se llevó a cabo para realizar una apropiada asignación de velocidades de corte a aquellos pozos, que solo contenían información litológica.

Este proceso se basó en una reclasificación de unidades geológicas respecto a las descripciones y velocidades de corte encontradas en los 15 pozos perforados en los proyectos del MARN, los cuales se encuentran desplegados a nivel nacional y emplazados sobre diferentes formaciones geológicas identificadas en el mapa geológico de El Salvador, a escala 1: 100,000, desarrollado por la misión Geológica Alemana (Bosse et al. 1978).

Estas descripciones se asociaron a las edades y orígenes eruptivos de las unidades identificadas, como a la descripción física de los suelos y rocas, específicamente color, textura, grado de meteorización, grado de consistencia, presencia de vesículas y

mineralizaciones, identificación de fracturas, juntas y fallas, así como también una estimación del grado de dureza, permeabilidad y densidad. Lo anterior, ayudó a ir definiendo las fronteras y profundidades límites de las unidades geológicas reclasificadas.

Respecto a la asignación de un valor de velocidad de corte, se utilizarán los siguientes tres criterios, enlistados por su nivel de importancia:

- Opinión de expertos sobre la geología de El Salvador, con conocimiento de valores de velocidad de corte obtenida en ensayos Down-hole de suelos específicos.
- Utilización de valores de media geométrica de las velocidades de corte presentados por el NEHRP 2020 (Ver tabla 1) en consonancia con la descripción de los tipos de suelo mostrados. Estos serán discutidos con el geólogo para definir con mejor criterio el tipo de suelo que muestran las descripciones de los perfiles de pozos.

Si bien la tabla 1 muestra valores promedios en los 30 metros superiores, se fue congruente en analizar las columnas de suelo de los 16 pozos hasta los 30 metros e ir identificando los materiales predominantes en dichas secciones, junto a sus velocidades determinadas.

- Utilización de valores medios de las velocidades de corte presentados por [Ignacio García, 2016] en conformidad con los grupos litológicos-geotécnicos mostrados en su trabajo. De igual manera, estos fueron discutidos con el geólogo.

Cabe mencionar, que un criterio adicional y con una importancia destacable para asignar las velocidades, en el caso que se realizan análisis unidimensionales de la respuesta de sitio, es el estado presión-dependiente en el que se encuentra una unidad geológica.

Es decir, que entre más profundo se encuentre el estrato, más compactado se encontrará, incrementando así el esfuerzo efectivo sobre los agregados del material; y en ocasiones sumándole a este estado, en los casos que el nivel freático coexista dentro de la columna de suelo.

Lo anterior, influye consecuentemente en la respuesta sísmica del suelo, donde sus propiedades dinámicas (amortiguamiento y módulo de corte) se verán modificadas; ya que es en el estado natural en el que se encuentra, con el que esperará las ondas sísmicas.

A continuación, en la tabla 2 se muestra la reclasificación de las clases de suelo junto a las descripciones detalladas asociadas con los orígenes eruptivos y productos volcánicos.

Tabla 2. Clasificación de suelos según NEHRP 2020 junto a reclasificaciones de MARN 2020

No	Reclasificación de Clases de Suelo					Criterio Geotécnico			
	Tipo Clase 2016 NEHRP	Tipo Clase 2020 NEHRP	Descrip. general	Descripción detallada	Productos volcánicas, según MARN 2011 y discusiones con geólogos	Vs (m/s)		Vs (m/s) Media GM	
1	A	A	Roca dura	Roca dura	Lavas sanas (Andesíticas o Basálticas)	>	1500		
2	B	B	Roca media	Roca media	Lavas semi-fracturadas, Flujo de detritos con clastos lávicos, Lahares cementados con clastos lávicos, Avalancha de escombros		910	1500	1160
3		BC	Roca blanda	Roca blanda	Lavas fracturadas meteorizadas, Rocas Dacíticas, Lahares con escorias y fragmentos lávicos, Depósito de flujos piroclásticos, ej.: Boquerón (G1)		640	910	760
4	C	C	Suelo duro	Suelo muy denso o arcilla dura.	Lavas fracturadas bien meteorizadas, Ignimbritas máficas meteorizadas, Lahares con escorias, Tobas aglomeradas, Tobas inferiores (Productos antiguos de TB4 de la caldera de Ilopango)		440	640	530
5		CD	Suelo medio duro	Suelo de arena densa o arcilla muy rígida.	Coluvios en profundidad, Sedimentos Aluviales, Lahares meteorizados, Ignimbritas de Boquerón (G2), Tobas Superiores en profundidad (Productos antiguos de TBJ de la caldera de Ilopango)		300	440	360
6	D	D	Suelo poco duro	Suelo de arena medianamente densa o suelo arcilloso rígido	Tobas Superiores superficiales (Productos antiguos de TBJ de la caldera de Ilopango) Tierra Blanca Joven proximal en profundidad, Lahares bien meteorizados		210	300	250
7		DE	Suelo blando	Suelo de arena suelta o suelo arcilloso medio rígido	Tierra Blanca Joven distal superficial, Suelos plásticos meteorizados, Suelos retrabajados con bloques de rocas y granos gruesos.		150	210	180
8	E	E	Suelo muy blando	Suelos de arena muy suelta o suelo arcilloso blando	Rellenos no compactados, Suelos orgánicos, Sedimentos fluviales o retrabajados de grano fino y Suelos bien meteorizados con arcillas blandas	<	150		
9	F	F	Suelos que requieren análisis de respuesta del sitio de acuerdo con la Sección 21.1						

Luego de realizada la reclasificación de los tipos de suelo, se procedió a obtener el valor de la velocidad de corte para los 30 metros superiores (Vs30) de cada pozo.

4.2 Base de datos de perfiles de velocidad de corte

Para lograr una aceptable caracterización dinámica de los suelos, se debe contar con la mayor información posible a lo largo de la zona en estudio, que relacione el comportamiento elástico/inelástico de los mismos, durante el paso de las ondas sísmicas.

Esta información se concentra en reunir la mayoría de mediciones de velocidades de las ondas de corte polarizadas (SH) recabadas a partir de ensayos sísmicos-geofísicos como son los Down-holes. Estos ensayos ayudan a recrear la estructura del subsuelo por medio de la propagación de las velocidades de las ondas de compresión P y las ondas de corte S; con lo que se logra inferir cambios en las unidades geológicas que se están atravesando y por ende la determinación de otras propiedades geo-mecánicas.

Estos perfiles de velocidad de corte, deben ir acompañados de un reconocimiento geológico tanto de las muestras obtenidas en la perforación como en los alrededores de la zona que se está estudiando. Este reconocimiento debe realizarlo un profesional en el área de geología, proporcionando descripciones de las unidades geológicas relacionando su génesis eruptivo, edades y estimaciones de propiedades geotécnicas.

Lo anterior, principalmente para poder centrar la atención en caracterizar empíricamente la variabilidad de deformación del suelo respecto al cambio en su módulo de corte y su amortiguamiento histerético; logrando capturar el comportamiento inelástico del suelo.

La información recabada proviene de las siguientes fuentes:

- a) Ensayos Down-hole de 15 perforaciones de proyectos MARN, a los cuales se les aplicará la primera etapa de la metodología de este trabajo. A continuación, se muestra en la tabla 3, un resumen de su ubicación, profundidad, cálculo de Vs30 y la asignación de tipo de suelo según la NEHRP 2020.

Tabla 3. *Ubicación de Down-holes de proyectos del MARN a los cuales se aplicará 1era etapa de metodología*

No.	Ubicación	Latitud Norte (Grados)	Longitud Oeste (Grados)	Profundidad (m)	Vs30 (m/s)	Tipo de suelo (NEHRP 2020)
1	Santa Ana, UNICAES	13.980201	-89.546733	50	530.58	C
2	ITCA, Frente a edificio Rectoría, Santa Tecla	13.674181	-89.279814	70	538.54	C
3	Aeropuerto de Ilopango	13.696616	-89.116861	80	334.79	CD
4	DIGESTYC, Ciudad de Delgado	13.713719	-89.169868	50	571.27	C
5	Centro Escolar de La Laguna, Chalatenango	14.164557	-88.943201	40	646.82	BC
6	Universidad de El Salvador San Miguel	13.438834	-88.159131	50	429.88	CD
7	Unidad de Salud de Perquín Morazán	13.958808	-88.157734	40	464.50	C

Tabla 3. *Ubicación de Down-holes de proyectos del MARN a los cuales se aplicará 1era etapa de metodología*

No.	Ubicación	Latitud Norte (Grados)	Longitud Oeste (Grados)	Profundidad (m)	Vs30 (m/s)	Tipo de suelo (NEHRP 2020)
8	C.E. Cantón el Zope, Acajutla	13.580053	-89.804306	70	674.69	BC
9	Turicentro Atecozol, Izalco	13.746314	-89.665947	100	690.56	BC
10	Centro Escolar Ranulfo Castro, Chalchuapa	13.984726	-89.672913	100	532.07	C
11	Hospital Nacional de La Unión, La Unión	13.347242	-87.876904	90	661.81	BC
12	Centro Escolar de Ereaguayquín	13.34485	-88.389519	100	386.94	CD
13	Centro Escolar Cantón Tecualuya, San Luis Talpa	13.467648	-89.097382	80	477.23	C
14	Centro Escolar Caserío San Cristóbal, Santiago Nonualco	13.357693	-88.976945	60	192.940	DE
15	Parque Bicentenario, San Salvador/Antiguo Cuscatlán	13.685486	-89.253296	150	443.48	C

- b) Ensayos Down-hole obtenidos de otros proyectos., entre los cuales se ubican en el Hermano Lejano, Falla de San Vicente, Deslizamiento Las Colinas, en puntos específicos del AMSS, correspondiente al proyecto Consorzio Salvador E. Italtekná-Italconsult, realizado en 1988, a raíz del terremoto del 10 de octubre de 1986; relacionado a la caracterización sísmica y dinámica de suelos.
- c) Perfiles geológicos de pozos plataforma SIHI-MARN, total de 353 puntos provenientes de pozos perforados por ANDA.
- d) Perfiles geológicos de afloramientos. Provenientes de un total de 115 columnas litológicas de Dr. Dolors Ferrés (estudio del volcán de San Salvador) y 120 afloramientos de Geólogo Walter Hernández y Dr. Dario Pedrazzi (ambos estudios enfocados en los productos volcánicos de la caldera de Ilopango, TBJ, TB3 y TB4).
- e) Perfiles de velocidad a partir de ensayos de microtrepidación en zonas aledañas a pozos perforados y estaciones acelerográficas. En total son 33 puntos.
- f) Ensayos SPT proporcionados por OPAMSS, un total de 3149 puntos, de los cuales 426 presentaban profundidades mayores a los 10 metros.
- g) Otras fuentes de pozos de perforación, que contienen:
- a. 26 pozos profundos realizados en proyecto de FORGAES.
 - b. 46 pozos profundos realizados por empresa Consorzio Salvador E. Italtekná-Italconsult, en los cuales no se realizaron ensayos Down-holes.

Modelos analíticos para análisis de respuesta de sitio a nivel nacional y en 16 sitios específicos

- c. 7 pozos profundos de [Estrada y Montenegro. 2007], pertenecientes a la información publicada por Consorzio Salvador E. Italtekná-Italconsult, 1988, ubicados en AMSS.
- d. 17 pozos profundos de ANDA, no incorporados a plataforma SIHI-MARN.
- e. 2 pozos geotérmicos en Complejo de Berlín CEL (TR5, TR5-A)
- f. 15 mediciones de ensayo geofísico MASW en zona de proyecto El Chaparral, Las Cruces, Las Maromas, Las Mesas, Las Marías, La Honda y Carolina.
- g. 9 mediciones de ensayo geofísico MASW en zona de falla de San Vicente, llevado a cabo en la investigación de Ignacio García en el año 2016

Un total de 519 puntos se lograron registrar a nivel nacional, los cuales se concentran mayormente en el Área Metropolitana de San Salvador (OPAMSS). A continuación, en la figura 11 se muestran todos los 519 puntos recabados, los cuales han sido clasificados de acuerdo a los tipos de suelo según la NEHRP 2020.

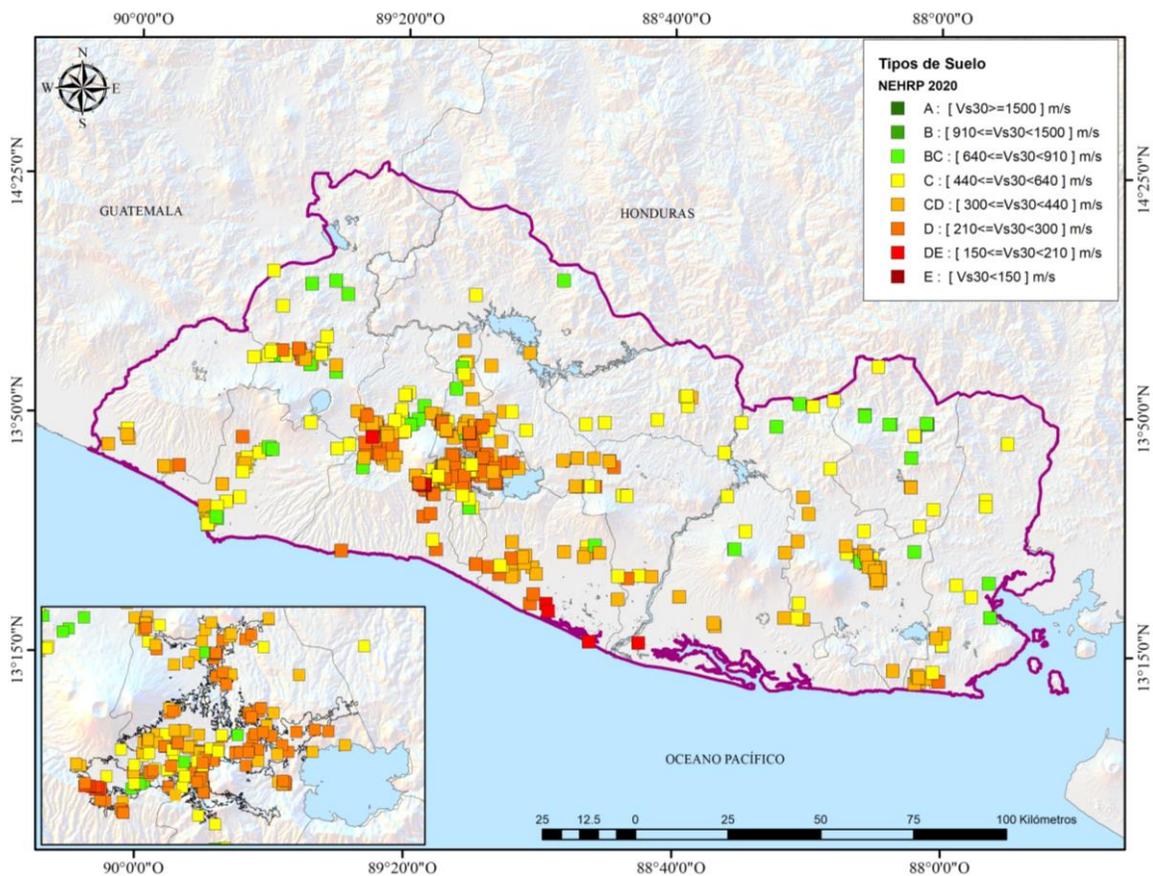


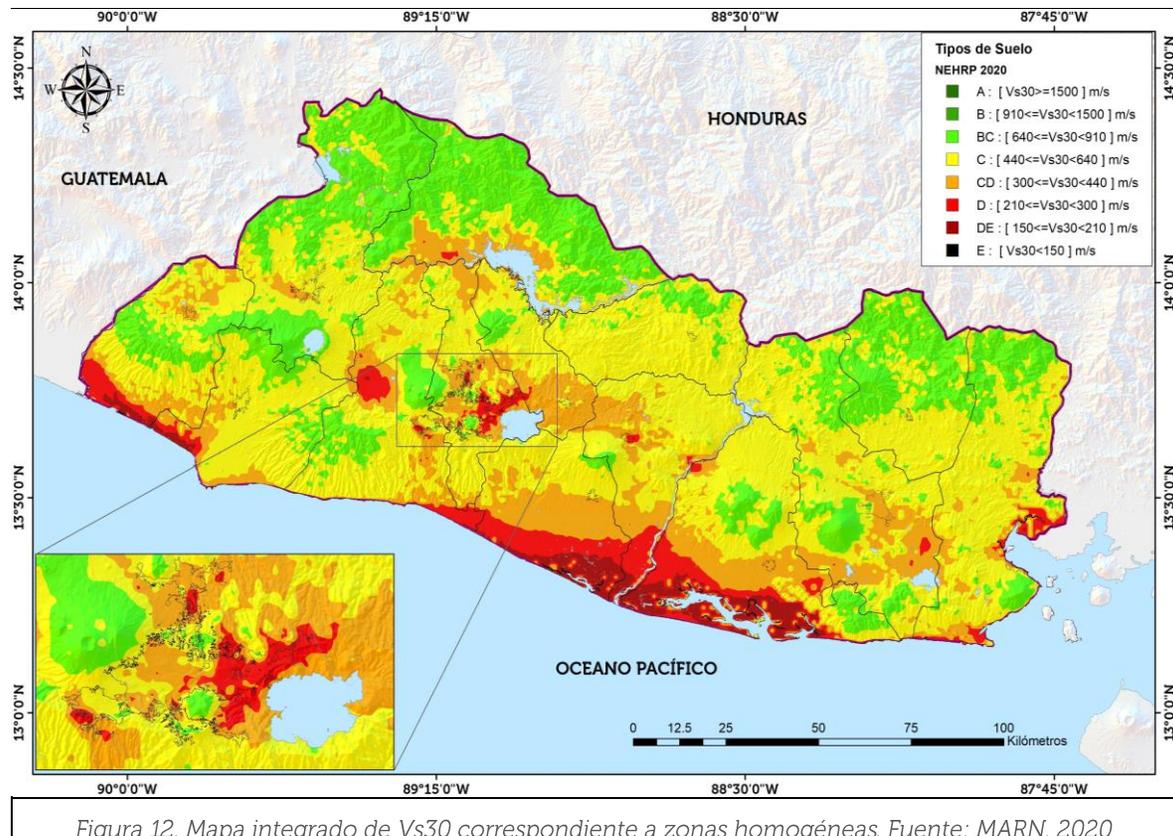
Figura 11. Ubicación geográfica de 519 puntos de base de datos. Fuente: MARN. 2020

4.3 Mapa integrado de Vs30 para zonas homogéneas

El mapa resultante de zonas homogéneas de comportamiento sísmico, en términos de Vs30, fue realizado a través de la creación de modelos confiables de interpolación que permitan, mediante el entrenamiento de variables conocidas, poder predecir valores en lugares donde no se tenga información, tratando de obtener un resultado óptimo con la más mínima incertidumbre.

Estos modelos se basaron en herramientas de aprendizaje supervisado (*machine learning*) manejando como variable objetivo el valor numérico de Vs30 (al tratarse de modelos de regresión), o bien considerando variables categóricas como las clases de tipo de suelo correspondientes a los rangos de velocidades de NEHRP 2020 (al tratarse de modelos de clasificación). Se aplicaron las técnicas de los algoritmos de *Random Forest* con Predicción espacial (Rfsp) y la Técnica de redes de neuronas artificiales.

A continuación, en la figura 12 se muestra el mapa final de Vs30, integrando los resultados de ambas técnicas de aprendizaje supervisado, donde sus valores fueron traducidos de acuerdo a los rangos de velocidades establecidos en la clasificación de tipos de suelos según NEHRP 2020.



Cabe aclarar, que si bien este mapa es propiamente una estimación robusta de los efectos de amplificación del suelo, se pretende (en este trabajo) que funcione como un diferenciador geográfico de tipos de suelo y logre agrupar geoméricamente aquellos estratos de suelo que podrían tener un comportamiento homogéneo frente al paso y propagación de ondas sísmicas a lo largo de sus subunidades. De igual manera, para poder caracterizar estadísticamente los perfiles para cada una de las zonas homogéneas.

5. Caracterización estadística de los parámetros estáticos y dinámicos del suelo para cada zona homogénea

En este apartado se abordará la caracterización estadística de los parámetros físico-estáticos y dinámicos del suelo para cada zona homogénea identificada anteriormente.

Como se mencionó antes, este procedimiento será únicamente realizado para la segunda etapa de la metodología de análisis, correspondiente a la estimación de funciones de amplificación a nivel nacional, bajo un enfoque probabilístico y basado en el desarrollo de modelos estadísticos, para la consecuente generación de perfiles estocásticos de velocidad de ondas de corte a través de simulaciones Monte Carlo, obteniendo al final un perfil característico para cada zona homogénea

El objetivo de este proceso recae principalmente en considerar las principales fuentes de incertidumbre asociadas a la determinación de las propiedades de un suelo. Por lo que se **evaluarán las variaciones** estadísticas de los parámetros que caracterizan a cada uno de los perfiles agrupados dentro de cada zona homogénea. Estos parámetros se considerarían como variables aleatorias. Estos parámetros son los siguientes:

- a) Perfiles de velocidades de ondas de corte (V_s)
- b) Profundidad al lecho rocoso en cada perfil. Considerando un estrato competente cuando se alcance una velocidad mayor o igual a 760 m/s, para ser congruentes con los resultados obtenidos en el estudio de amenaza sísmica.
- c) Espesores de las capas de suelo.
- d) Densidad de cada una de las capas.
- e) Propiedades dinámicas (modelos de rigidez al corte y amortiguación histerética).

5.1 Perfiles de velocidad de ondas de corte

Tal como se menciona en el documento DTO-VS30, durante el proceso de reclasificación de cada uno de los perfiles geológicos de los pozos, se fue asignando las velocidades de corte a cada una de las unidades geológicas identificadas. Por lo que para cada punto se fue construyendo un perfil de velocidad unidimensional, con el fin de observar más claramente los contrastes de velocidades y determinar el V_{s30} . En el camino de este proceso, adicionalmente se determinaron algunas propiedades geomecánicas del suelo de una manera empírica. Estas se muestran en la tabla 4.

Tabla 4. Determinación empírica de propiedades geo-mecánicas del suelo

No	Propiedad Mecánica: $[V_s \text{ y } V_p]$ en m/s	Fórmula
1	Coefficiente de Poisson	$\nu = \frac{\left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2\right]}{\left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right]} \times \frac{1}{2}$
2	Módulo de deformación de corte máximo (MPa)	$G_{m\acute{a}x} = \frac{\rho \times V_s^2}{1000}$
3	Módulo de Young (MPa)	$E = 2 \times G_{m\acute{a}x} \times (1 + \nu)$
4	Módulo de compresibilidad volumétrica o Bulk (MPa)	$E_v = \frac{\rho \times \left(V_p^2 - \frac{4}{3} \times V_s^2\right)}{1000}$
5	Densidad (Todo tipo de suelos) (g/cm ³)	$\rho_{todos} = 0.412 \times V_s^{0.262}$
6	Densidad (Suelo de grano fino) (g/cm ³)	$\rho_{finos} = 0.742 \times V_s^{0.166}$
7	Densidad (Suelo de grano grueso) (g/cm ³)	$\rho_{gruesos} = 0.352 \times V_s^{0.283}$

Las formulaciones de las densidades se ha tomado del trabajo de [Panjamani, A. et al, 2016], donde se hacen regresiones numéricas de varios tipos de suelos, a los cuales se les ha registrado en laboratorio el valor directo de la densidad. Estos tipos corresponden a suelos de grano fino (arcillas y limos) y de grano grueso (arenas). Por lo que, para el cálculo de las propiedades mecánicas, se fue determinando que tipo de suelo correspondía a cada cambio de estrato sísmico, utilizando la caracterización geológica definida para el perfil geológico.

A cada cambio (o escalón) en el perfil de velocidades se le denomina estrato sísmico, el cual proviene de un promedio de velocidades (las cuales fueron midiéndose metro a metro en el ensayo Down-hole) donde se estima que no ha existido un cambio considerable en la pendiente de los tiempos de arribo de las ondas secundarias respecto a la profundidad. Por lo que el analista del ensayo, estima que podría calcularse un promedio de velocidades dentro de dicho estrato sísmico.

Esto indica que no precisamente exista un estrato sísmico correspondiente a un estrato o unidad geológica; lo cual sería el deber ser; sin embargo, se podría inferir que, si bien podría existir cambios, pero no son tan abruptos. Es por esta razón, también que un modelo de variación de espesores de capas y de velocidades es menester para considerar la incertidumbre aleatoria intrínseca en los análisis.

En la tabla 5 y figura 13 se presenta un ejemplo resumen de un perfil de velocidad de ondas de corte, específicamente del ensayo Down-hole realizado en el pozo localizado en el Eco Parque de Bicentenario, en la zona de Antiguo Cuscatlán. Adicionalmente, se muestran junto a sus otras propiedades mecánicas.

Tabla 5. Resultados de perfil de velocidades de corte de pozo de Bicentenario

Prof m	Vp medio (m/s)	Vs medio (m/s)	Coeficiente Poisson	G máx (MPa)	E Young (MPa)	Ev Bulk (MPa)	Densidad (g/cm ³)		
							Todos los suelos	Grano Fino	Grano Grueso
0	372.9	177.4	0.35	59.03	159.82	182.11	1.60	1.75	1.52
1	372.9	177.4	0.35	59.03	159.82	182.11	1.60	1.75	1.52
3.1	372.9	177.4	0.35	59.03	159.82	182.11	1.60	1.75	1.52
3.1	806.8	331.4	0.40	223.91	626.27	1028.53	1.88	1.94	1.82
10.2	806.8	331.4	0.40	223.91	626.27	1028.53	1.88	1.94	1.82
10.2	1652.7	653	0.41	947.00	2665.93	4807.16	2.25	2.18	2.20
23.3	1652.7	652.8	0.41	947.00	2665.93	4807.16	2.25	2.18	2.20
23.3	1760	771.9	0.38	1342.29	3707.18	5188.57	2.35	2.24	2.31
43.9	1760	771.9	0.38	1342.29	3707.18	5188.57	2.35	2.24	2.31
43.9	1061.8	452.4	0.39	440.21	1222.99	1837.98	2.04	2.05	1.99
50	1061.8	452.4	0.39	440.21	1222.99	1837.98	2.04	2.05	1.99

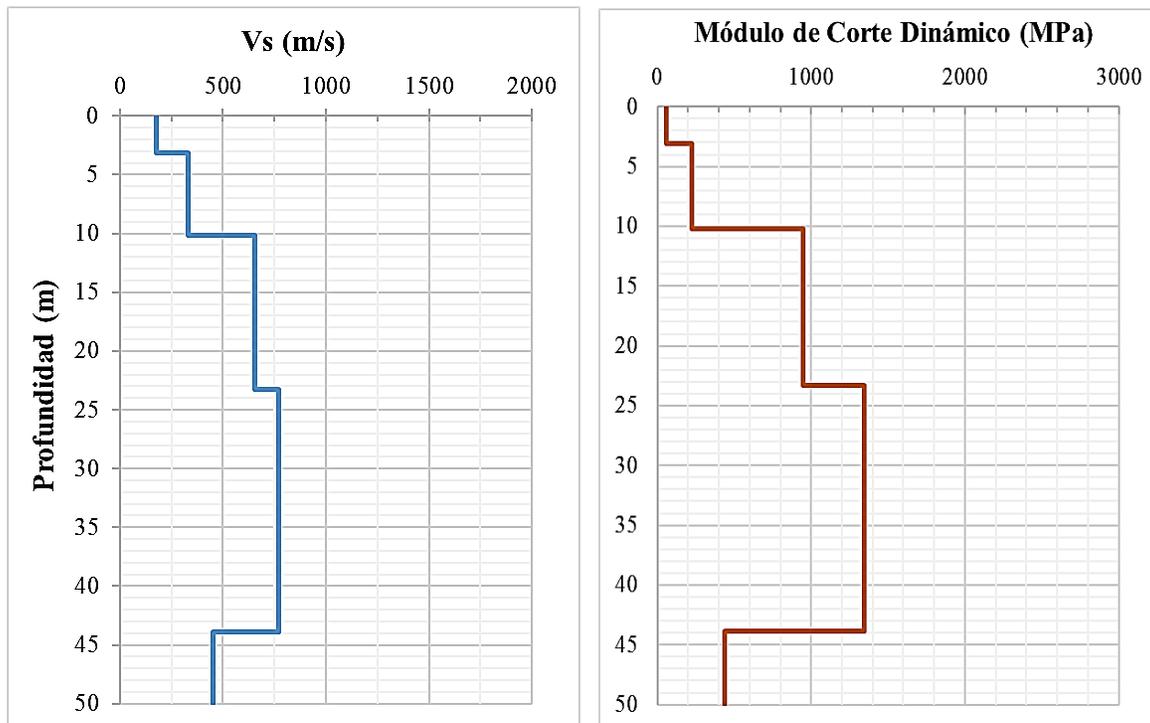


Figura 13. Perfiles de velocidad de corte y módulo de corte dinámico máximo para pozo del parque Bicentenario, Antiguo Cuscatlán. Fuente: MARN, 2020

5.2 Profundidad de lecho rocoso y período predominante

La estimación de la profundidad donde se considera un basamento o lecho rocoso, es muy importante, debido a que con ella se podría determinar el valor del período predominante empírico que presenta el suelo, junto a la estructura de velocidades que exista arriba de éste. Asimismo, es necesario identificarlo para poder definir el punto exacto, donde será aplicado un posible terremoto para propagación en los posteriores modelos analíticos unidimensionales.

Sin embargo, en ocasiones por falta de información en profundidad no se logra alcanzar el lecho rocoso, por lo que se necesita considerar su variación y tratarse su incertidumbre aleatoria. Más adelante, se explicará con mayor detalle esta variación y las distribuciones estadísticas que se utilizarán para poder modelar su incerteza. La estimación de la profundidad del estrato rocoso, se basó en dos criterios:

- a) El primero está orientado en observar, a que profundidad del pozo, se alcanzaba una velocidad de corte de 760 m/s, la cual coincide con la velocidad con la que se calcula la amenaza sísmica en condición de suelo firme. Sin considerar correcciones entre la velocidad de corte y parámetros de atenuación (Efecto V_s - $Kappa$). A este respecto, si se observa la tabla 2, esta velocidad se asocia con un tipo de suelo definido como Roca Blanda y clasificación BC, según la NEHRP 2020.
- b) Dado que principalmente en el área de San Salvador, existen intercalaciones de lavas y sedimentos, no solamente debemos de seleccionar aquellos estratos que alcancen velocidades del valor de 760 m/s, sin tomar en cuenta, la dimensión del espesor que representa tal estrato rocoso. Por ello, se definió una condición que consideraría un estrato rocoso cuando se alcance un espesor de estrato sísmico mayor a los 3 metros; ya que se estima que con ese espesor la onda sísmica se atenuaría lo suficiente para poder iniciar con las consecuentes amplificaciones de estratos más blandos hacia la superficie.

Para calcular el período predominante del suelo se utiliza la expresión simplificada del período natural del sitio con una sola capa y un depósito de estrato rocoso.

$$T_g = \frac{4 \times H}{V_s} \quad (8)$$

Donde, $[T_g]$ es el período natural del suelo, $[H]$ es el espesor de la capa blanda y $[V_s]$ es la velocidad de corte en el suelo.

A continuación, en la tabla 6 se muestra un ejemplo de ese cálculo para el perfil de velocidades del parque Bicentenario, Antiguo Cuscatlán. Sombreado en amarillo se indica la profundidad en la que se estimó el estrato rocoso.

Tabla 6. Determinación de valor de Vs30 y Período Dominante Tg en pozo de parque Bicentenario

Profundidad m	Vp medio (m/s)	Vs medio (m/s)	Vs referencia roca (m/s)		760
			Espesor roca > 3 (m)		3
0	372.9	177.4	espesor de Tg	espesor de Vs	Espesor de estrato sísmico
1	372.9	177.4	0.0225	0.0056	1
3.1	372.9	177.4	0.0474	0.0118	2.1
3.1	806.8	331.4	0	0	0
10.2	806.8	331.4	0.0857	0.0214	7.1
10.2	1652.7	652.8	0	0	0
23.3	1652.7	652.8	0.0803	0.0201	13.1
23.3	1760	771.9	0	0	0
43.9	1760	771.9	0.1067	0.0087	20.6
43.9	1061.8	452.4	0	0	0
50	1061.8	452.4	0	0	6.1
		SUMA	0.343	0.0676	
Valor de Vs30	443.48	m/s	30/[(1/177.4)+(2.1/177.4)+(7.1/331.4)+(13.1/652.8)+(6.7/771.9)]		
Período Dominante (Tg)	0.343	s	0.0056+0.0118+0.0214+0.0201+0.0087		
Tipo de suelo	C				

Finalmente, se elaboró una tabla resumen con los valores de Vs30 calculados, su fuente bibliográfica y demás propiedades. A continuación, en la tabla 15 se muestra un extracto de esta base de datos; la cual sirvió para realizar el mapa integrado de Vs30 y servirá para la variación de la variable de profundidad al lecho rocoso.

Tabla 7. Determinación de valor de Vs30 y Período Dominante Tg en pozo de parque Bicentenario
DH: Downhole, SGG: Empresa de Servicios Geológicos, LOTTI: Empresa de estudios de Las Colinas.

Nombre de pozo	Latitud N	Longitud O	Vs30 (m/s)	Hrock (m)	Tg (s)	Tipo de suelo	Fuente
TR5-A	13.51210	-88.51404	756.181	0.18	0.1810	BC	Berlín
Acajutla-SGG	13.58010	-89.80430	674.685	5.20	0.0640	BC	DH-SGG
Atecozol-SGG	13.74630	-89.66590	690.558	9.30	0.0928	BC	DH-SGG
TR5	13.51200	-88.51432	691.739	11.00	0.0830	BC	Berlín
San Luis Talpa-SGG	13.46760	-89.09740	477.233	15.30	0.1934	C	DH-SGG
DIGESTYC-BID	13.71372	-89.16987	571.275	16.90	0.1523	C	DH-SGG
UNICAES-BID	13.98020	-89.54673	530.585	19.90	0.1940	C	DH-SGG
CIG	13.69870	-89.17330	447.986	20.10	0.2353	C	DH-ITAL
Perquín-BID	13.95881	-88.15773	464.501	22.20	0.2137	C	DH-SGG
La Laguna-BID	14.16456	-88.94320	646.820	22.20	0.1555	BC	DH-SGG
La Unión-SGG	13.34720	-87.87690	661.815	24.90	0.1628	BC	DH-SGG

Tabla 7. Determinación de valor de Vs30 y Período Dominante Tg en pozo de parque Bicentenario
DH: Downhole, SGG: Empresa de Servicios Geológicos, LOTTI: Empresa de estudios de Las Colinas.

Nombre de pozo	Latitud N	Longitud O	Vs30 (m/s)	Hrock (m)	Tg (s)	Tipo de suelo	Fuente
ITCA-BID	13.67418	-89.27981	538.537	25.00	0.2018	C	DH-SGG
San Miguel-BID	13.43883	-88.15913	429.88	28.80	0.39	CD	DH-SGG
Chalchuapa-SGG	13.98470	-89.67290	532.068	29.00	0.2214	C	DH-SGG
BAL-11	13.66790	-89.30020	289.841	33.00	0.4277	D	DH-LOTTI
Ereguayquín-SGG	13.34490	-88.38950	386.939	40.80	0.3624	CD	DH-SGG
DH-García	13.66260	-88.90910	285.694	43.00	0.5270	D	DH-García
Bicentenario-SGG	13.68550	-89.25330	443.484	43.90	0.3426	C	DH-SGG
BAL-6	13.66450	-89.28740	207.677	44.00	0.6728	DE	DH-LOTTI
BAL-10	13.66500	-89.30080	157.439	44.50	0.8746	DE	DH-LOTTI
BAL-5	13.66300	-89.28490	209.976	44.50	0.6930	DE	DH-LOTTI
BAL-2	13.66220	-89.28870	241.361	48.00	0.6585	D	DH-LOTTI
BAL-7	13.66460	-89.28950	164.456	49.00	0.8626	DE	DH-LOTTI
AEIL-AAC-BID	13.69662	-89.11686	334.791	50.00	0.6955	CD	DH-SGG
BAL-3	13.66180	-89.29090	184.847	54.00	0.8997	DE	DH-LOTTI
BAL-1	13.66190	-89.28670	140.168	56.00	1.1026	E	DH-LOTTI
BAL-9	13.66540	-89.29830	160.595	75.00	1.0950	DE	DH-LOTTI
BAL-8	13.66560	-89.29540	194.892	80.00	1.0638	DE	DH-LOTTI
BAL-4	13.66400	-89.29340	188.095	81.50	1.0686	DE	DH-LOTTI
FORGAES-2952	13.77278	-89.16722	364.691	85.34	0.7499	CD	FORGAES
FORGAES-2966	13.77083	-89.16111	393.080	87.00	0.7789	CD	FORGAES
FORGAES-2691	13.66869	-89.24598	402.439	88.41	0.7898	CD	FORGAES
FORGAES-2798	13.69903	-89.08319	312.200	96.04	1.0292	CD	FORGAES
FORGAES-2674	13.68247	-89.19616	297.980	100.58	0.9631	D	FORGAES
FORGAES-2796	13.73530	-89.14424	259.065	102.26	1.1035	D	FORGAES
10-OPAMSS-ILO	13.79824	-89.03466	453.751	125.00	1.1337	C	OPAMSS
FORGAES-2636	13.66534	-89.22052	288.000	128.05	1.3692	D	FORGAES
FORGAES-2689	13.67285	-89.24468	288.000	128.05	1.3692	D	FORGAES
FORGAES-2745	13.77946	-89.21600	312.130	129.57	1.3064	CD	FORGAES
FORGAES-2582	13.80308	-89.17018	291.242	131.06	1.2958	D	FORGAES
FORGAES-2687	13.78905	-89.19606	300.000	143.29	1.2856	CD	FORGAES
11-OPAMSS-ILO	13.71405	-89.13866	295.979	145.00	1.4047	D	OPAMSS

5.3 Modelos empíricos de curvas dinámicas

El cálculo representativo de los parámetros de respuesta del suelo requiere información precisa sobre el comportamiento dinámico no lineal de la columna de suelo, comúnmente incorporado en el análisis de respuesta del sitio a través de la reducción del módulo de corte y curvas de amortiguación que son funciones del nivel de deformación [Anbazhagan, P., et al. 2017].

Las curvas de reducción de módulo de corte y amortiguación pueden obtenerse a partir de mediciones de laboratorio en muestras de suelo o derivarse de modelos empíricos basados en el tipo de suelo y otras variables. De la gran variedad de curvas disponibles en la literatura para diferentes tipos de suelo, las que se usan popularmente en los análisis de respuesta del sitio, son las siguientes: Seed e Idriss (1970), EPRI (1993), Vucetic y Dobry (1991), Darendeli (2001), Ishibashi y Zhang (1993), Seed et al. (1986), Sun et al. (1988), Menq, (2003) y Rollins et al. (1998).

En ocasiones, cuando se utilizan dichas curvas existentes, se desconoce si su aplicabilidad es coherente para el tipo de suelo en la capa de análisis. Por lo que es necesario, hacer una búsqueda bibliográfica de las diferentes curvas con su pertinente identificación sobre tipos de suelos específicos, tales como rocas, rocas fracturadas, gravas, arenas, limos y arcillas.

Un trabajo relevante para identificar la correcta aplicabilidad de curvas dinámicas empíricas (realizadas por diversos investigadores, con sus diferentes parámetros de entrada que modifican la forma de las mismas), es el desarrollado por [Anbazhagan, P., et al. 2017]. El cual establece agrupaciones de curvas para clases comunes de suelo.

La metodología se basa en seleccionar perfiles de suelo que contengan registros acelerográficos capturados en superficie y sobre lechos rocosos (pozos instrumentados) y llevar a cabo análisis equivalentes-lineales unidimensionales, variando las curvas dinámicas existentes en la literatura. Los espectros de respuesta de superficie estimados para cada conjunto de curvas dinámicas se comparan con los espectros de respuesta reales observados en cada sitio, y se realiza un análisis de sensibilidad para averiguar qué conjunto de curvas da una mejor correspondencia con los datos registrados. De este estudio, se sugieren curvas de propiedades representativas para roca, grava y arena.

5.3.1 Curvas dinámicas para rocas

Actualmente, existe una gran limitación de curvas dinámicas para materiales rocosos. A esto sumarle, la dificultad de medir en el laboratorio las propiedades no lineales de la roca que podría estar fracturada, debido a la influencia de las discontinuidades y las uniones en los resultados [Rodríguez-Marek, A., et al. 2014].

Sin embargo, en la búsqueda bibliográfica, se identificaron estudios relevantes para caracterizar la selección de las propiedades no lineales de la roca. Como se mencionaba antes, en El Salvador existen intercalaciones de lavas y sedimentos, donde en algunos casos las lavas se encuentran fracturadas y a la vez meteorizadas, lo cual influiría en su comportamiento. Por ello, debe considerarse esta peculiaridad en la modificación de las curvas dinámicas, específicamente en la curva relacionada a la disipación de energía (D).

La mayoría de los estudios de laboratorio publicados sobre rocas se centran en medir el módulo de corte de deformación pequeña (G_0 o $G_{máx}$) y la relación de amortiguamiento de deformación pequeña (D_{min}) en lugar de la variación de estas propiedades con la deformación de corte. Sin embargo, existen algunas excepciones, tal es el caso de los siguientes modelos: a) Schnabel (1973), b) Choi, W. (2008) y c) EPRI (1993).

Un aspecto importante, es que únicamente las curvas de EPRI (1993) y Choi (2008) consideran la influencia del esfuerzo efectivo de confinamiento (σ'_m) para estudiar el comportamiento no lineal de las rocas durante la carga dinámica. En cambio, las curvas de Schnabel (1973) son independiente de la presión confinante. Particularmente, las curvas de Choi (2008) corresponden a materiales provenientes de formaciones de toba volcánica soldadas de Nevada y Nuevo México, cuyas velocidades de onda de corte se asemejan a las encontradas en las lavas fracturadas a semi-fracturadas obtenidas para los pozos perforados en los pozos de El Salvador (Mayor a 760 m/s) por lo que se asumen que podrían aplicarse a dichas lavas.

A continuación, en las figuras 14 y 15 se muestran las curvas de reducción de corte normalizado y el amortiguamiento histerético de los modelos mencionados anteriormente. Adicionalmente, en la figura 15 se colocan las curvas de amortiguamiento de Schnabel (1973) y Choi (2008) ajustadas, debido al efecto de la meteorización y fracturas de las rocas (lavas) encontradas [Rodríguez-Marek, A., et al. 2014].

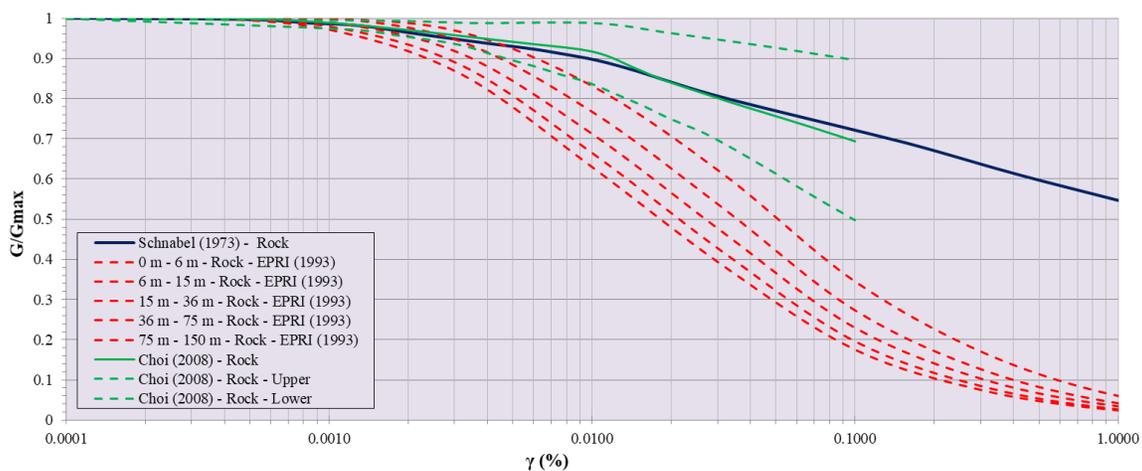


Figura 14. Curvas dinámicas de reducción de módulo de corte normalizado para rocas, encontradas en la literatura. Fuente: MARN, 2020

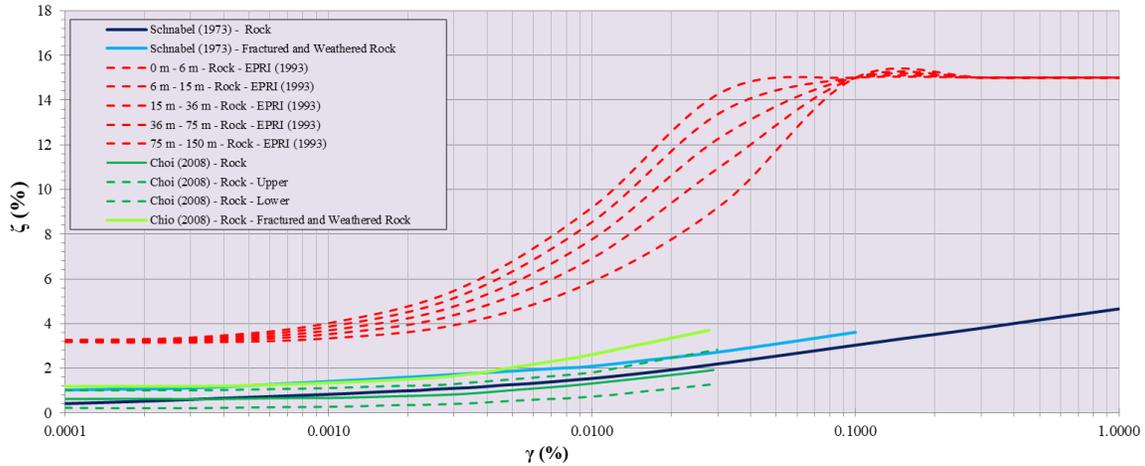


Figura 15. Curvas dinámicas de amortiguamiento histerético para rocas, encontradas en la literatura. Fuente: MARN, 2020

5.3.2 Curvas dinámicas para gravas

El investigador [Rollins et al. 1998] compiló los resultados de 15 estudios enfocados en la determinación de curvas dinámicas para gravas, y propuso sus propias curvas, de acuerdo a un modelo que más se ajustara a los datos de los estudios. Entre los hallazgos sobre el comportamiento de este tipo de suelo, fue que la curva de $[G/G_{m\acute{a}x}]$ para las gravas es casi independiente de la alteración de la muestra, el contenido de finos (entre 0 y 9%) y la densidad relativa, sin embargo, es dependiente de la presión de confinamiento (σ'_m). Asimismo, la media de la curva $[G/G_{m\acute{a}x}]$ propuesta por [Rollins et al. 1998] se acerca más a la curva para arenas construida por [Seed e Iris, 1970] que a la curva hecha por [Seed et al. 1986] para gravas. [Anbazhagan, P., et al. 2017]. A continuación, en las figuras 16 y 17 se muestran las curvas de reducción de corte normalizado y el amortiguamiento histerético, recabadas para este tipo de suelos.

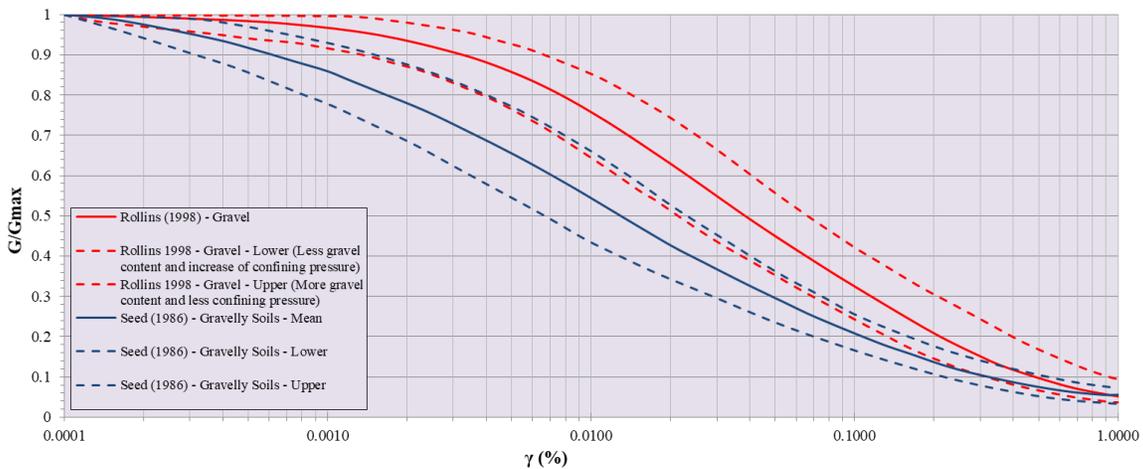


Figura 16. Curvas dinámicas de reducción de módulo de corte normalizado para gravas, encontradas en la literatura. Fuente: MARN, 2020

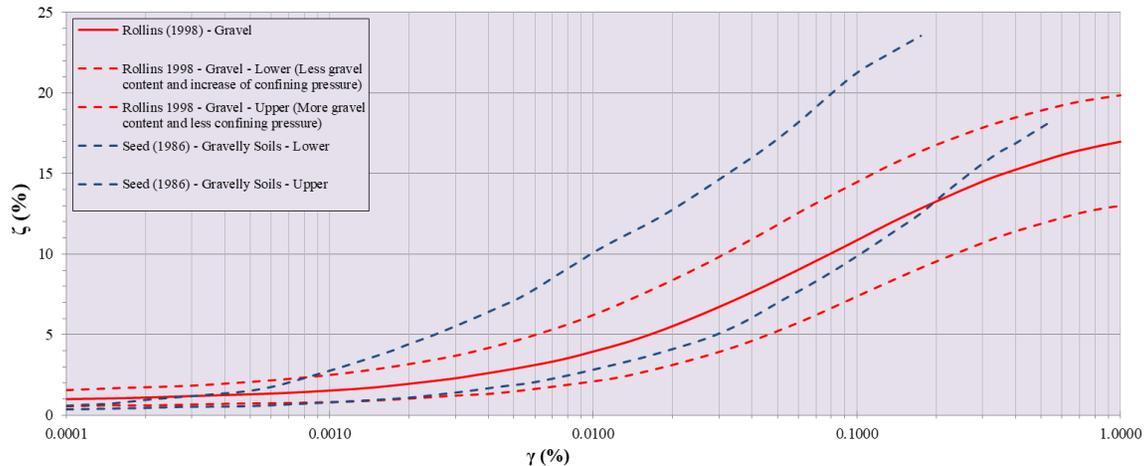


Figura 17. Curvas dinámicas de amortiguamiento histerético para gravas, encontradas en la literatura.
Fuente: MARN, 2020

Sin embargo, tanto las curvas de Seed et al. (1986) y Rollins et al. (1998) son independientes de la presión de confinamiento efectiva (σ'_m). De igual manera, se identificó que las tasas de amortiguamiento para arena y gravas son muy similares y únicamente las curvas de amortiguamiento histerético para las gravas se ven afectadas por la densidad de la muestra y no dependen significativamente del tamaño de grano de las partículas. [Anbazhagan, P., et al. 2017].

5.3.3 Curvas dinámicas para arenas y arenas gravosas

Con los trabajos de los investigadores Seed e Idriss (1970), Hardin y Drnevich (1972), Seed et al. (1986), Iwasaki et al. (1978) y Kokusho (1980), se han derivado diversas curvas dinámicas para suelos arenosos, así como su sensibilidad en los parámetros que las constituyen. Uno de estos es sobre la curva de reducción de módulo de corte [$G/G_{máx}$], la cual está fuertemente influenciada por: a) la presión de confinamiento efectiva (σ'_m), b) la amplitud de deformación y c) la relación de vacíos, pero no significativamente por la variación de las características del tamaño de grano. [Anbazhagan, P., et al. 2017].

En cambio, de acuerdo a Hardin y Drnevich (1972) y Seed e Idriss (1970), la relación de la curva de amortiguamiento histerético [D] se ve ligeramente afectada por: a) las características del tamaño de grano, b) el grado de saturación, c) la relación de vacíos, c) el coeficiente de presión lateral del suelo [K0], el ángulo de fricción interna y el número de ciclos de tensión [Anbazhagan, P., et al. 2017].

El Instituto de Investigación de Energía Eléctrica (EPRI 1993) presentó un conjunto de curvas de amortiguación y reducción de módulo genéricas dependientes de la profundidad, las cuales no distinguen entre tipos de suelo, pero se adaptan al efecto de la presión de confinamiento (σ'_m). Estas curvas han tenido modificaciones desde el momento de su construcción, el cual fue después del terremoto de Loma Prieta en 1989.

Dichas modificaciones obedecieron a las respuestas obtenidas en 1994 tras el terremoto de Northridge, las cuales, hacían que las curvas propuestas en 1993 subestimaran los resultados. Por lo que se compiló información de muestras inalteradas (en las cadenas montañosas o rangos peninsulares de California, Estados Unidos) tomadas a diferentes profundidades (para considerar la presión de confinamiento) y se efectuaron ensayos dinámicos para diferentes amplitudes de deformación de corte, utilizando ensayos de columna resonante y triaxiales torsionantes [Anbazhagan, P., et al. 2017].

Las curvas dinámicas de los investigadores Roblee and Chiou (2004) fueron realizadas tanto para suelos no cohesivos de tipo grava arenosa limosa, como en suelos cohesivos (limos y arcillas) que varían con su plasticidad, los cuales son dependientes de la presión de confinamiento efectiva (σ'_m). [Anbazhagan, P., et al. 2017]. A continuación, en las figuras 18 y 19 se muestran las curvas de reducción de corte normalizado y el amortiguamiento histerético, recabadas para este tipo de suelos arenosos.

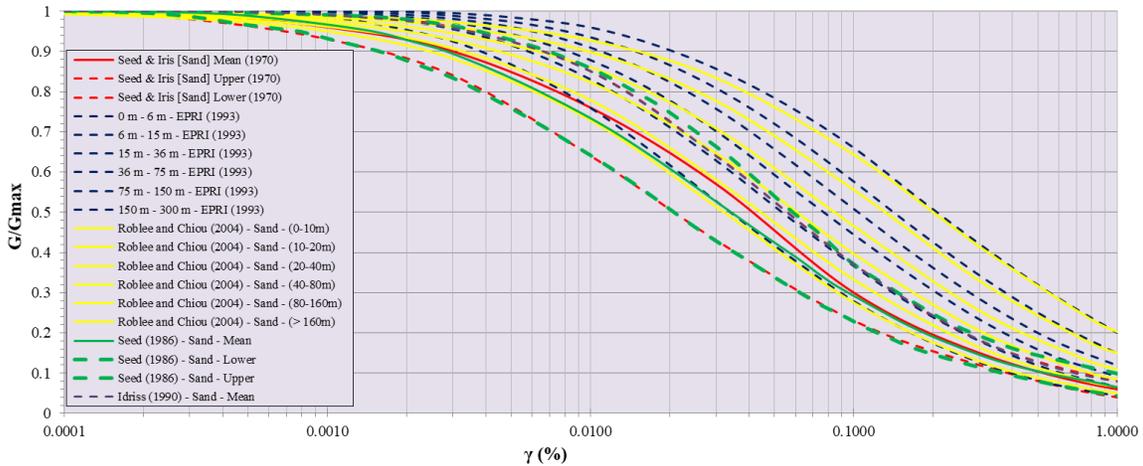


Figura 18. Curvas dinámicas de reducción de módulo de corte normalizado para arenas, encontradas en la literatura. Fuente: MARN, 2020

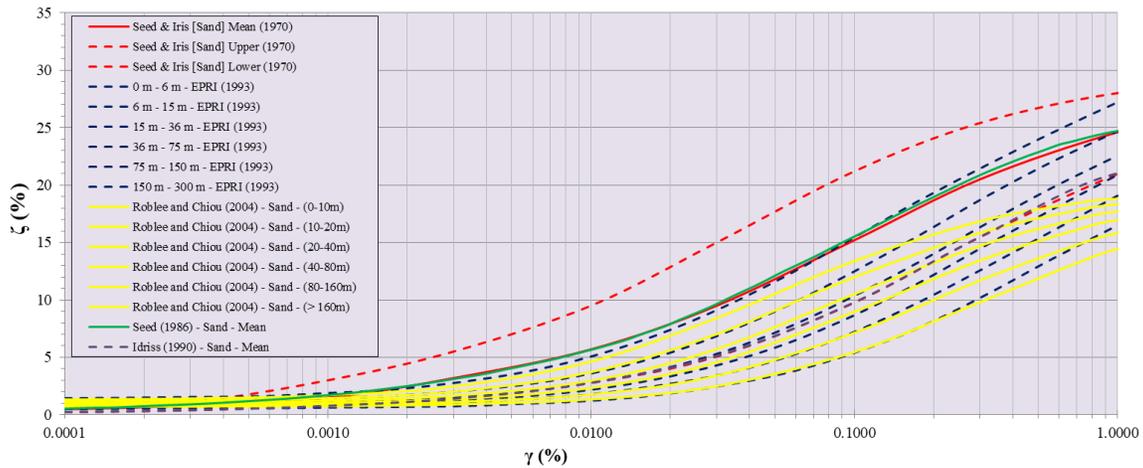


Figura 19. Curvas dinámicas de amortiguamiento histerético para arenas, encontradas en la literatura. Fuente: MARN, 2020

5.3.3.1 Grupo B: Tobas superiores de Ilopango

Dentro del proyecto desarrollado por el Consorzio Salvador E. Italtekná-Italconsult, realizado en 1988, a raíz del terremoto del 10 de octubre de 1986; relacionado a la caracterización sísmica y dinámica de suelos; se evaluaron las propiedades dinámicas de los suelos correspondientes a los productos volcánicos derivados de la caldera de Ilopango, específicamente para la Tierra Blanca Joven (TBJ) y las tobas superiores (TB2, TB3 y TB4).

Los investigadores, también evaluaron las propiedades mecánicas de estos suelos, a través de una serie de pruebas SPT, encontrando que el comportamiento (números de golpes en profundidad) no variaba mucho respecto a los dos tipos de materiales; por lo que concluyeron que dada la afinidad genética de estos materiales, desde un punto de vista de ingeniería geológica, se podría tratar a la TBJ y las tobas superiores como una sola unidad generalizada [Faccioli, et al. 1988].

Respecto a la evaluación de las propiedades dinámicas, ésta se basó tanto en la realización de ensayos Down-hole en seis sitios del AMSS hasta una profundidad de 30 metros, como la elaboración de ensayos de columna resonante para muestras inalteradas, obtenidas de muestras de bloques tomadas en pozos de prueba, o en cortes expuestos aledañas a las carreteras, donde la secuencia estratigráfica de la TBJ y las tobas superiores estaba presente. [Faccioli, et al. 1988].

En definitiva, los investigadores dividieron los materiales ensayados en dos grupos, dependiendo principalmente en su cementación:

- a) **Grupo A:** constituido por suelo no cementante y representativo de la TBJ, a profundidades menores de los 5 metros, con un porcentaje de arcillas entre 5 y 25%. A este grupo se le denomina: Limoso – Arcilloso.
- b) **Grupo B:** constituido por material cementado y representativo de las tobas superiores, a diferentes profundidades de suelo, con un porcentaje de arcillas menor al 5%. A este grupo se le denomina: Arenoso – Limoso.

En las figuras 20 y 21, se muestran las curvas obtenidas por los investigadores para el grupo A y B. Para las curvas de reducción de módulo de corte $[G/G_{máx}]$ del grupo A (TBJ), el comportamiento dinámico es prácticamente elástico hasta una amplitud de deformación cíclica de corte de 0.002%.

En cambio, el grupo B (Tobas superiores) presenta un umbral de 0.001% donde ya se logre incursionar en el rango inelástico del material. Ambas curvas $[G/G_{máx}]$ no son muy diferentes una de otras, en cambio, la curvas de amortiguamiento histerético (figura 21), presentan en deformaciones grandes (arriba del 0.3%) una tendencia de valores de

amortiguamiento menores para el grupo B, en contraste con el grupo A, que sigue disipando energía a grandes deformaciones.

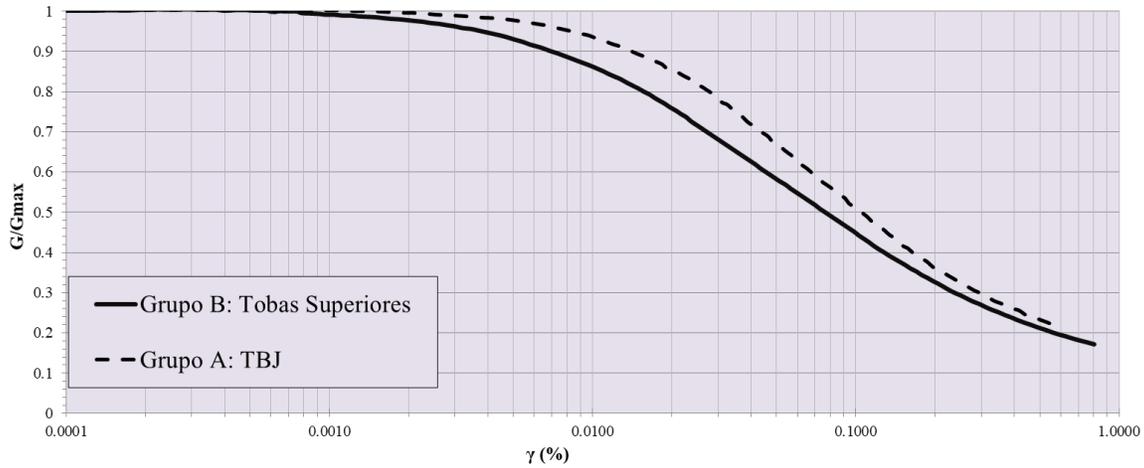


Figura 20. Curvas dinámicas de reducción de módulo de corte normalizado para grupo A y B, correspondientes a TBJ y Tobas superiores de la caldera de Ilopango. Fuente: MARN, 2020

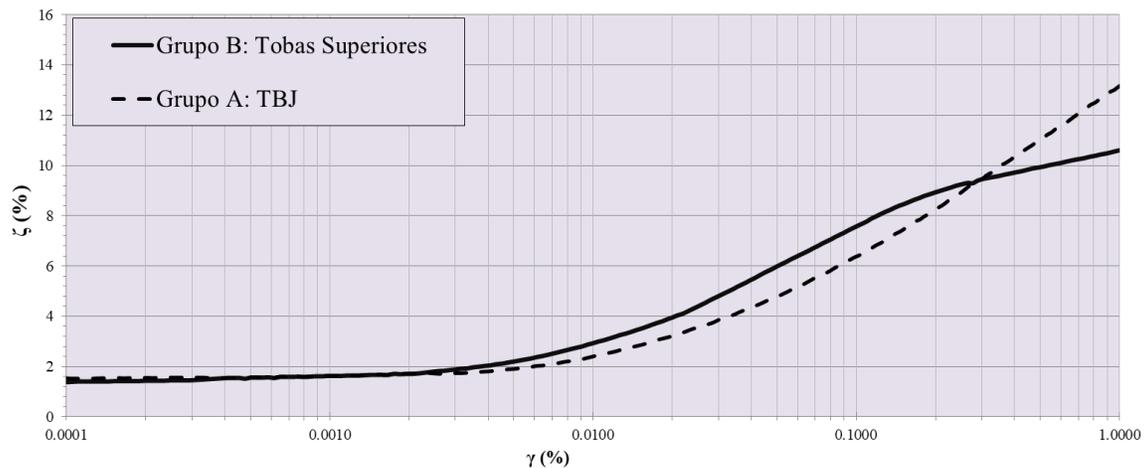


Figura 21. Curvas dinámicas de amortiguamiento histerético para grupo A y B, correspondientes a TBJ y Tobas superiores de la caldera de Ilopango. Fuente: MARN, 2020

A manera de comparar, las curvas del grupo B (suelos arenosos) se grafican junto con las otras curvas dinámicas de $[G/G_{m\acute{a}x}]$ y $[D]$, presentadas en la figura 22 y 23, respectivamente.

Respecto a las curvas de $[G/G_{m\acute{a}x}]$, se puede visualizar que el grupo B se encuentra dentro del rango de las diferentes curvas obtenidas para suelos arenosos no cohesivos. Específicamente, las curvas que consideran presión de confinamiento dependiente, de EPRI (1993) en profundidades de 15 a 36 m y la de Roblee and Chiou (2004) en profundidades de 40 a 80 metros; son las que más se asemejan a la curva del Grupo B (ver figura 24). En cambio, las curvas $[D]$ solamente son similares hasta una deformación de 0.02%, indicando que el grupo B más allá de esta deformación ya no disipa energía.

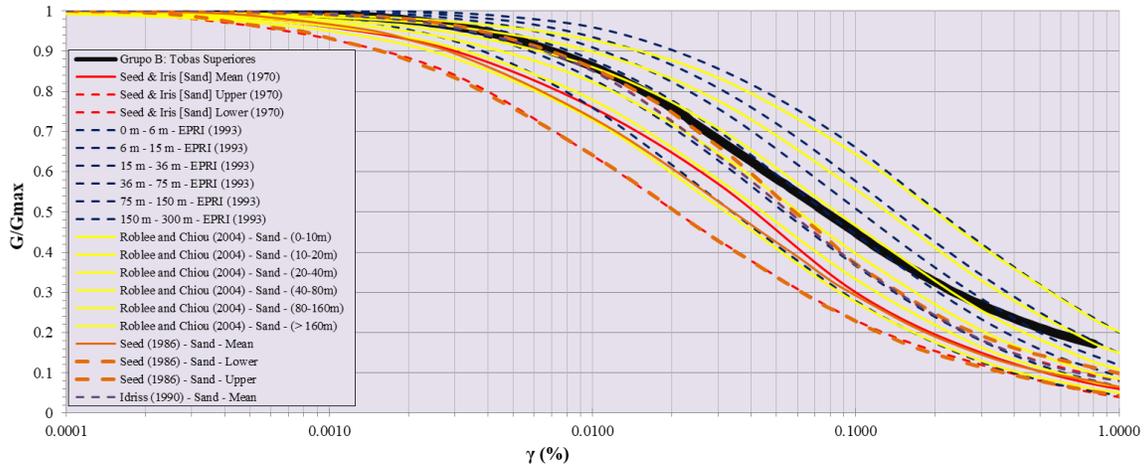


Figura 22. Curvas dinámicas de reducción de módulo de corte normalizado para grupo B, correspondiente a Tobas superiores, junto a curvas extraídas de la literatura. Fuente: MARN, 2020

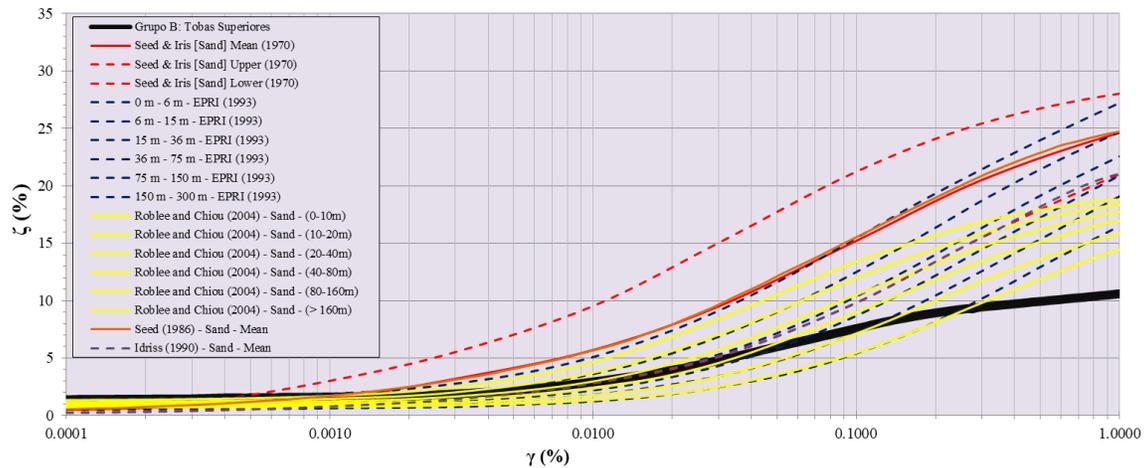


Figura 23. Curvas dinámicas de amortiguamiento histerético para grupo B, correspondiente a Tobas superiores, junto a curvas extraídas de la literatura. Fuente: MARN, 2020

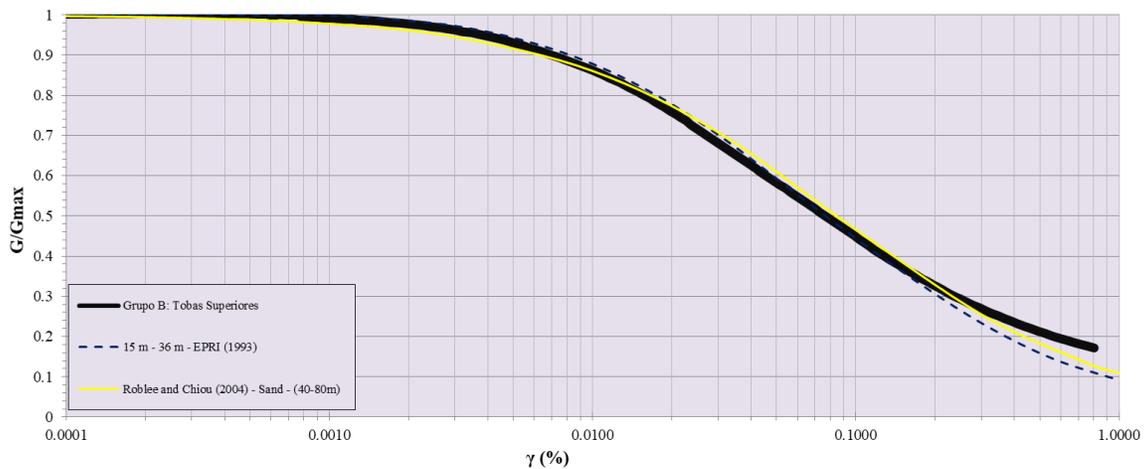


Figura 24. Comparación de curvas dinámicas $[G/G_{max}]$ que más se asemejan al comportamiento de la curva del Grupo B. Estas son EPRI (1993) en profundidades de 15 a 36 metros y la de Roblee and Chiou (2004) en profundidades de 40 a 80 metros. Fuente: MARN, 2020

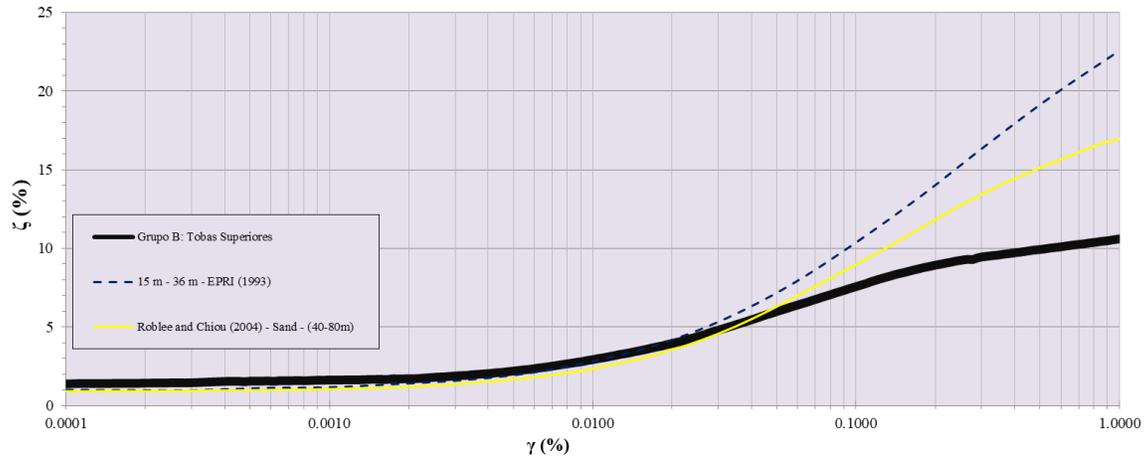


Figura 25. Comparación de curvas dinámicas [D] que más se asemejan al comportamiento de la curva del Grupo B. Estas son EPRI (1993) en profundidades de 15 a 36 metros y la de Roblee and Chiou (2004) en profundidades de 40 a 80 metros. Fuente: MARN, 2020

5.3.3.2 Curvas de Menq, F. (2003)

Una de las curvas encontradas en la literatura para estimar las propiedades dinámicas de suelos arenosos y que puede determinarse utilizando fórmulas sencillas y dependientes de la presión efectiva de confinamiento (σ'_m), son las del investigador Farn-Yuh Menq en el año 2003, como producto de su tesis doctoral en la Universidad de Austin, Texas.

En este trabajo se analizaron un total de 59 muestras reconstituidas, extraídas de la zona de Idaho y Nevada en Estados Unidos. Estos especímenes fueron ensayados en equipos de columnas resonantes modificados para capturar mayores masas de suelo arenoso, logrando investigar los efectos de la relación de vacíos, la presión efectiva de confinamiento, el tamaño medio del grano (conocido como D_{50}), el coeficiente de uniformidad (C_u , relación entre D_{60} y D_{10}) sobre los módulos de corte y amortiguamiento.

Entre los resultados de este trabajo figuran los siguientes [Menq, F. 2003]:

- El efecto principal de aumentar el D_{50} es incrementar el módulo de corte de deformación pequeña, $[G_{máx}]$, y disminuir la relación de amortiguación del material de deformación pequeña, $[D_{mín}]$.
- El valor de $[D_{mín}]$ junto al valor de $[D_{c-mín}]$ (relación de amortiguación de material de pequeña deformación en compresión) son menores al 1.0 %.
- La presión efectiva de confinamiento (σ'_m) tiene un efecto ligeramente mayor en el valor de $[G_{máx}]$ de materiales granulares sueltos y bien clasificados, que los materiales densos y uniformes.
- La deformación de referencia, γ_r , (una deformación cortante en la que $G/G_{max} = 0.5$) es principalmente una función de (σ'_m) y C_u . Es decir, que γ_r aumenta a medida que (σ'_m) aumenta y C_u disminuye.
- La frecuencia de carga (N) tiene un efecto sobre $[G_{máx}]$ y $[D_{mín}]$ solo cuando la muestra está húmeda.

A manera de ejemplo, se ha colocado el cálculo de curvas de [Menq, F., 2003], junto a las curvas dinámicas del Grupo B, para determinar que parámetros de entrada son necesarios para empatar a la forma de las curvas. Para un estrato en profundidad con un esfuerzo de confinamiento calculado de 3.5 atmósferas (354.64 KPa), un D_{50} de 0.08 mm, Coeficiente de uniformidad de 5 y la frecuencia de carga de 10, la curva [G/G_{máx}] (ver figura 26) es muy similar a la del grupo B, únicamente para deformaciones de corte muy grandes (0.15%) la curva de [Menq, F., 2003] tiende a reducir más su módulo de rigidez.

Input Parameters				
Coefficient of Uniformity (C_u)	5			
Mean Effective Confining Pressure (σ'_m)	3.5 atm			
Median Grain Size (D_{50})	0.08 mm			
Number of Loading Cycles (N)	10			
Intermediate Calculated Parameters				
Reference Strain (γ_r)	0.07472846 %			
Curvature Coefficient (a)	0.9144			
Scaling Coefficient (b)	0.61977526			
Small Strain Material Damping Ratio (D_{min})	1.28072774%			
C_1	1.023032			
C_2	-0.0071136			
C_3	6.4811E-05			
Results				
γ	G/G_{max}	$D_{masing, a=1.0}$	D_{masing}	$D_{adjusted}$
0.0001	0.9976	0.0284	0.0290	1.3126
0.0003	0.9936	0.0850	0.0869	1.3484
0.0007	0.9862	0.1979	0.2021	1.4197
0.001	0.9810	0.2821	0.2880	1.4727
0.003	0.9498	0.8352	0.8495	1.8184
0.007	0.8971	1.8996	1.9181	2.4706
0.01	0.8628	2.6637	2.6758	2.9287
0.03	0.6973	7.1351	6.9608	5.4560
0.07	0.5149	13.8257	12.9556	8.8085
0.1	0.4338	17.6017	16.1566	10.5057
0.3	0.2191	31.5033	27.1953	15.7753
0.7	0.1145	42.0729	35.2767	18.8980
1	0.0853	45.9153	38.2494	19.8289

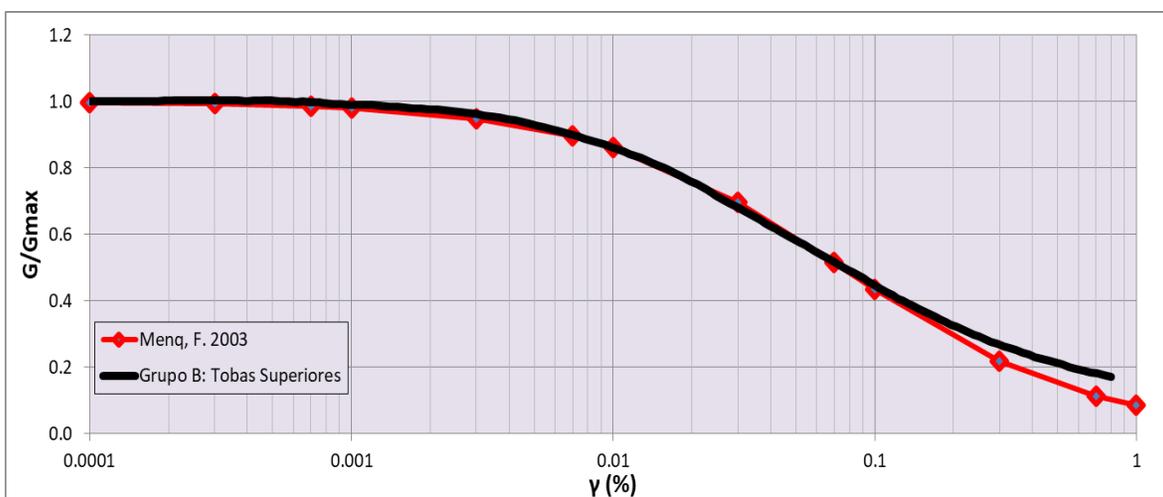


Figura 26. Comparación de curvas dinámicas [G/G_{máx}] entre el Grupo B y Menq, F., 2003, para un estrato en profundidad con esfuerzo de confinamiento calculado de 3.5 atmósferas (354.64 KPa), un D_{50} de 0.08 mm, Coeficiente de uniformidad de 5 y la frecuencia de carga de 10. Fuente: MARN, 2020

En cambio, con la curva dinámica [D] mostrada en la figura 27, a partir de la deformación moderada por corte de 0.01 %, se observa un decaimiento importante de la tasa de amortiguamiento del material del grupo B, similar caso, respecto a las demás curvas extraídas de la literatura.

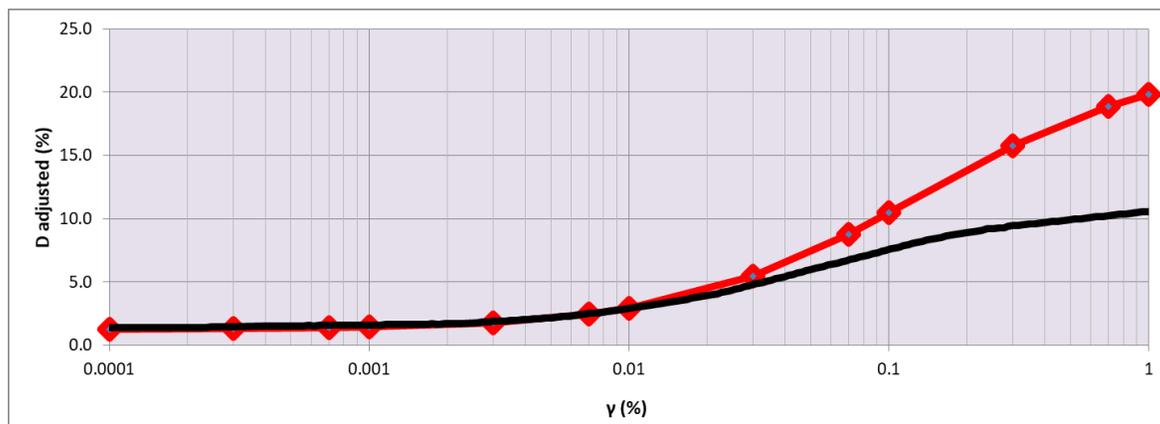


Figura 27. Comparación de curvas dinámicas [G/Gmáx] entre el Grupo B y Menq, F., 2003, para un estrato en profundidad con esfuerzo de confinamiento calculado de 3.5 atmósferas (354.64 kPa), un D_{50} de 0.08 mm, Coeficiente de uniformidad de 5 y la frecuencia de carga de 10. Fuente: MARN, 2020

Cabe mencionar, que al momento de realizar los análisis unidimensionales, se asignarán los parámetros de entrada consistentes con la unidad geológica del material, encontrada en las muestras de los pozos. A este respecto, a muestras representativas de los pozos se determinarán sus propiedades geo-mecánicas y físicas, necesarias para calibrar las curvas. Esta información se encuentra en el apartado 5.4, en la tabla 8.

5.3.4 Curvas dinámicas para arcillas y limos

Para suelos de agregado fino, existen diversos estudios para la determinación de sus curvas dinámicas, las cuales varían principalmente por su índice de plasticidad [PI, por sus siglas en inglés]. Como bien mencionaba [Ciancimino et al., 2019], los suelos cohesivos caracterizados con valores altos de (PI) experimentan valores altos de [G/Gmáx] para una deformación por corte específica, respecto a otros tipos de suelo con menor plasticidad.

Por lo que, suelos arcillosos con mayor plasticidad tienden a tener un comportamiento más lineal en deformaciones pequeñas y su curva [G/Gmáx] se mueve gradualmente hacia la derecha, mostrando una tasa de reducción más lenta con el aumento de la deformación por corte. Esta tasa de reducción en el módulo de rigidez también incrementa a medida aumenta la presión efectiva confinante (σ'_m), pero no es tan influyente como en los suelos que presentan menor plasticidad. Por otro lado, los valores de amortiguación de deformación pequeña, D_{min} , aumentan al aumentar el [PI], mientras que los valores de D a deformaciones altas disminuyen al aumentar el [PI].

Entre los trabajos realizados en suelos arcillosos y limosos, se encuentran los de: [Vucetic y Dobry, 1991], los cuales ampliaron significativamente el conocimiento de las propiedades de las arcillas y desarrollaron un conjunto de seis curvas dinámicas, independientes de la profundidad, para diferentes rangos de índice de plasticidad (PI).

De la misma manera, se pueden mencionar las curvas de [EPRI, 1993], las cuales como se dijo antes no distinguen entre tipos de suelo, sin embargo muestran una dependencia significativa de la profundidad y a su vez, para cuatro valores de [PI].

Un momento crucial en la ampliación de la base de datos de las propiedades de los materiales cohesivos (limos y arcillas) medidas con equipos sofisticados en laboratorio, fue después del terremoto de Northridge en 1994; ya que como las curvas de [EPRI, 1993] fueron posteriormente modificadas, varios proyectos (ROSRINE, "*Resolution of Site Response Issues from the Northridge Earthquake*", Programa PEER.-LifeLines y Proyecto "*Near-Field Earthquake*", NFE) fueron desarrollados en Estados Unidos, específicamente para ampliar en las curvas dinámicas el rango del parámetro de dependencia de presión de confinamiento y el rango de deformación, [Roblee and Chiou, 2004].

En el año 2001, como parte de la tesis doctoral del investigador Mehmet Baris Darendeli, junto con el emblemático profesor Kenneth Stokoe, compilaron tanto los resultados iniciales de estos proyectos, como una extensa base de datos de la Universidad de Austin, Texas, sobre resultados de pruebas adicionales, para desarrollar un modelo integrado de propiedades dinámicas que se adapta tanto a la dependencia de la profundidad como a las diferencias en el tipo de suelo (ya sea arenas o arcillas) [Roblee and Chiou, 2004].

Este modelo captura elementos esenciales de trabajos anteriores, incluidos en [Seed e Idriss, 1970] y [Seed et al. 1986]; para arenas y de [Vucetic y Dobry, 1991], así como también proporciona una dependencia de profundidad similar a la encontrada en las curvas [EPRI, 1993]. Más detalle de este importante e interesante modelo, se explicará más adelante.

Posteriormente, en el año 2004 los investigadores Roblee and Chiou, realizan una adaptación del modelo de [Darendeli, 2001], con el fin de discretizar los tipos de suelo y obtener curvas específicas para suelos de grano grueso y fino. A este respecto, los suelos de grano fino, fueron divididos en "Suelos de baja plasticidad", aquellos que un 30% de su contenido pasa la malla No. 200 y presentan un [PI] menor o igual al 15 %; y "Suelos de alta plasticidad", aquellos que un 30% de su contenido pasa la malla No. 200 y presentan un [PI] mayor al 15 %.

A continuación, en las figuras 28 y 29 se muestran las curvas de reducción de corte normalizado [$G/G_{máx}$] y el amortiguamiento histerético [D], recabadas para este tipo de suelos de grano fino (limos y arcillas); excluyendo las gráficas de [Darendeli, 2001], las cuales serán explicadas luego, al igual como se hizo para las curvas de [Menq, F., 2003].

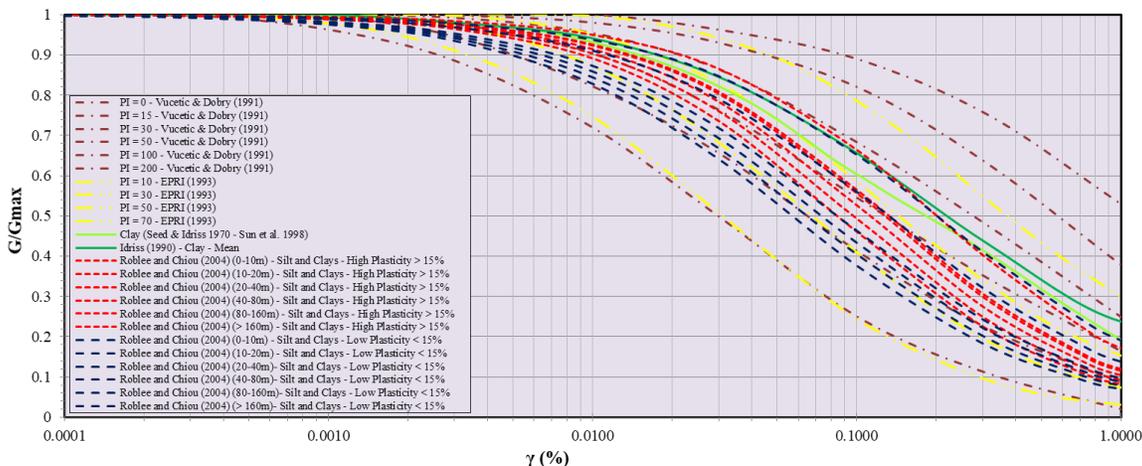


Figura 28. Curvas dinámicas de reducción de módulo de corte normalizado para limos y arcillas, encontradas en la literatura. Fuente: MARN, 2020

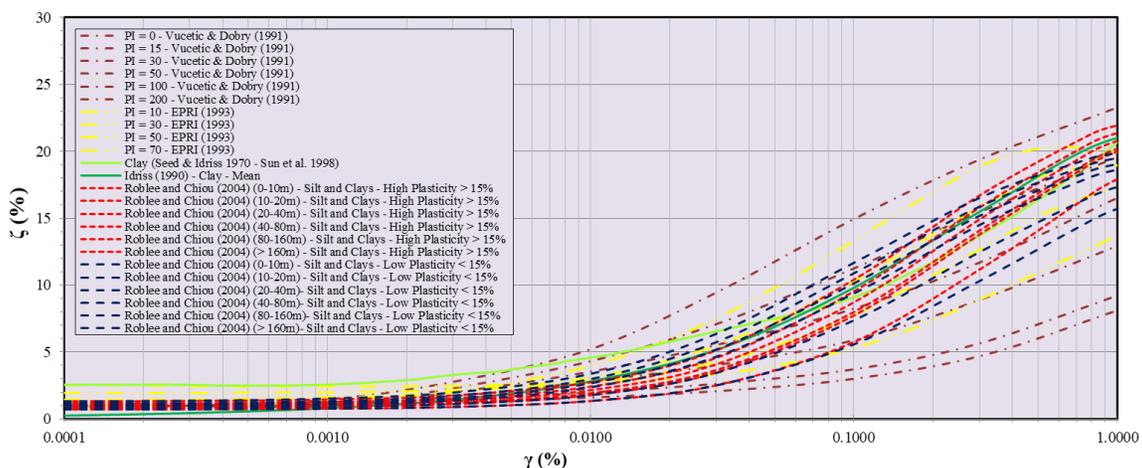


Figura 29. Curvas dinámicas de amortiguamiento histerético para limos y arcillas, encontradas en la literatura. Fuente: MARN, 2020

5.3.4.1 Grupo A: TBJ

Como se mencionó en el apartado 5.3.3.1 y observando las figuras 20 y 21, la curva de $[G/G_{max}]$ del grupo A (TBJ), el comportamiento dinámico es prácticamente elástico hasta una amplitud de deformación de 0.002% y la curva [D] muestra una capacidad mayor de disipación de energía de deformación que el grupo B. En el proceso comparativo de la curva $[G/G_{max}]$ del grupo A (suelos de grano fino) con las otras curvas dinámicas extraídas de la literatura para suelos finos (ver figura 30), se visualiza que la TBJ presenta un comportamiento dinámico coherente con el mostrado por las otras curvas. De manera específica, (ver figura 32) existe una ligera similitud en la forma con la curva de [Vucetic y Dobry, 1991] con un [PI] de 30, para el rango de deformación moderada (entre 0.03 y 0.06%); y también con las curvas de [Roblee y Chiou, 2004], para el grupo de "Suelos de alta plasticidad" en profundidades de 10 a 40 metros, en un rango de deformación moderado a alto (entre 0.03 y 0.15%).

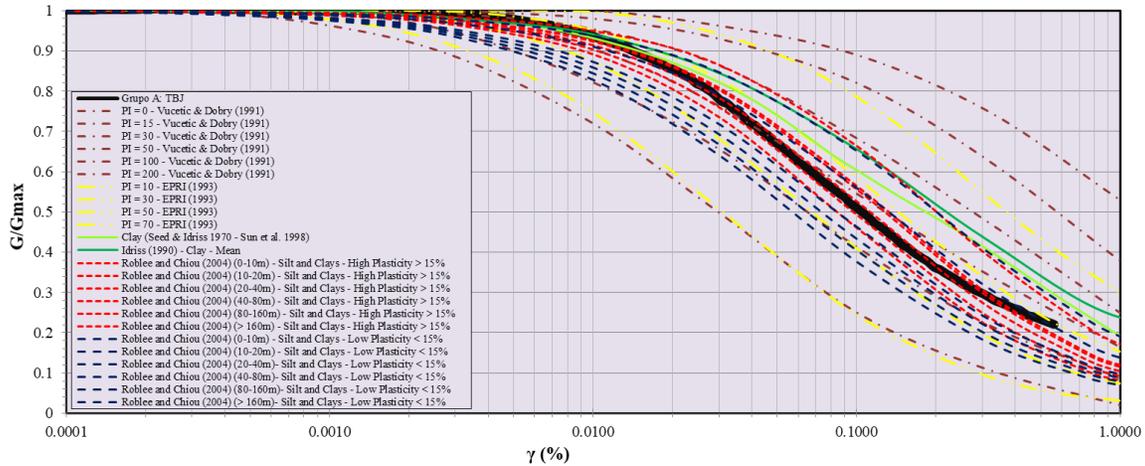


Figura 30. Curvas dinámicas de reducción de módulo de corte normalizado para grupo A correspondiente a la TBJ, junto a curvas extraídas de la literatura. Fuente: MARN, 2020

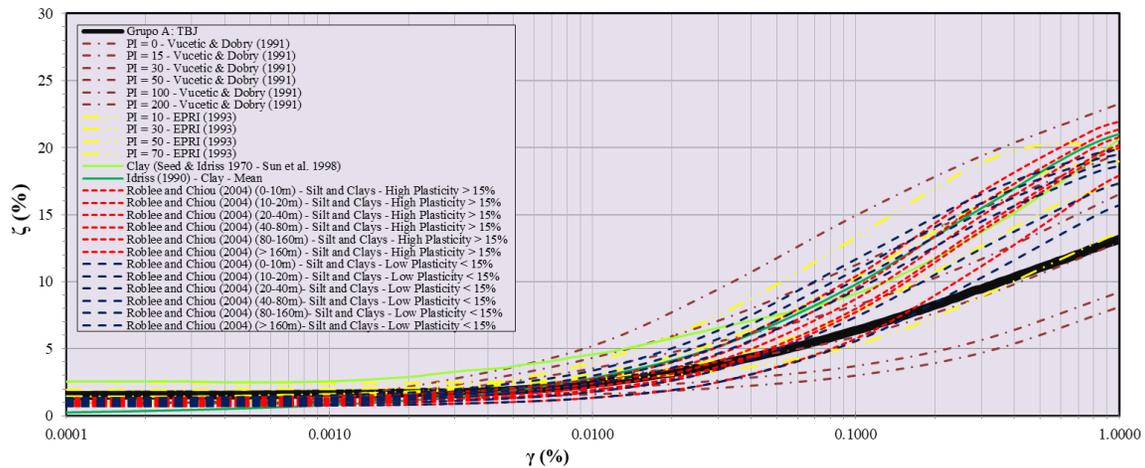


Figura 31. Curvas dinámicas de amortiguamiento histerético para grupo A correspondiente a la TBJ, junto a curvas extraídas de la literatura. Fuente: MARN, 2020

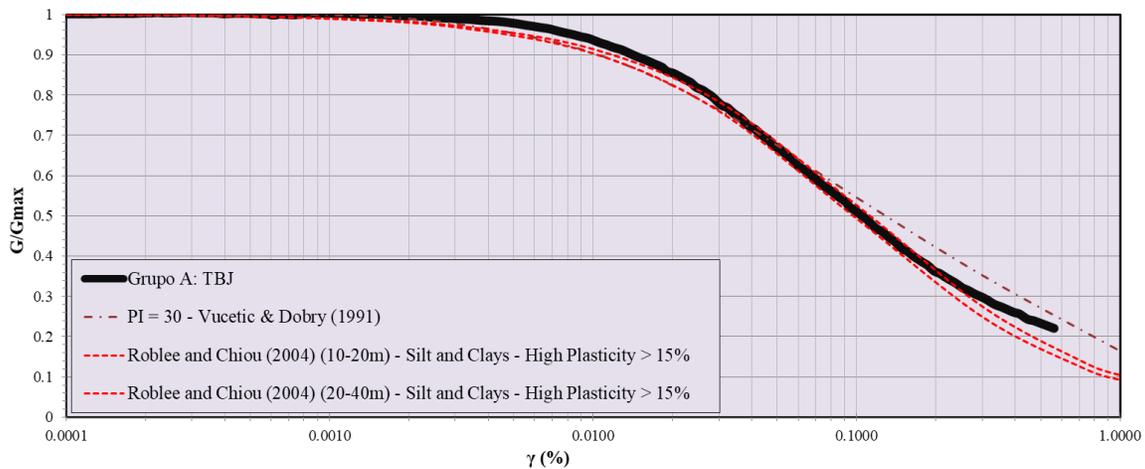


Figura 32. Comparación de curvas dinámicas $[G/G_{max}]$ que más se asemejan al comportamiento de la curva del Grupo A. Estas son [Vucetic y Dobry, 1991] con un $[PI]$ de 30, y también [Roblee y Chiou, 2004], para el grupo de "Suelos de alta plasticidad" en profundidades de 10 a 40 metros, Fuente: MARN, 2020

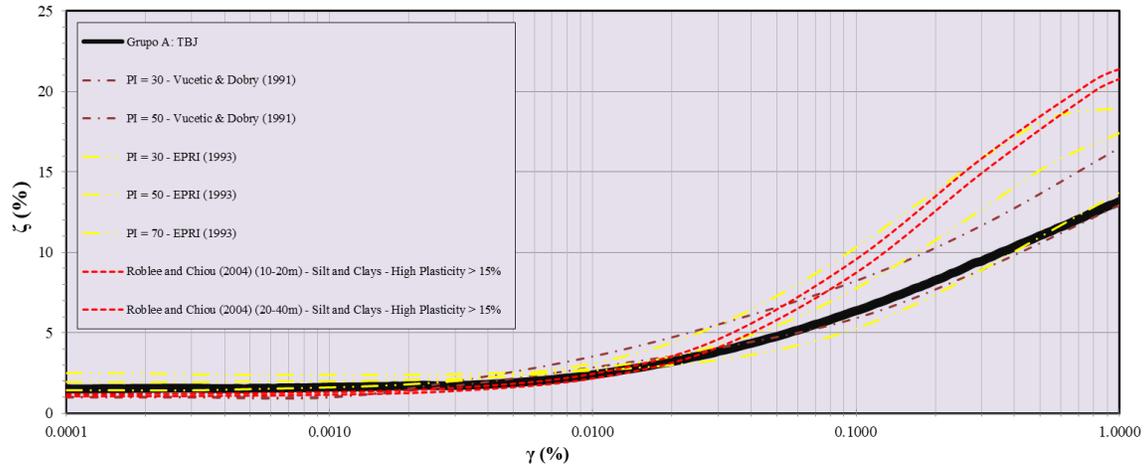


Figura 33. Comparación de curvas dinámicas $[G/G_{máx}]$ que más se asemejan al comportamiento de la curva del Grupo A. Estas son [Vucetic y Dobry, 1991] con un [PI] de 30, y también [Roblee y Chiou, 2004], para el grupo de "Suelos de alta plasticidad" en profundidades de 10 a 40 metros, Fuente: MARN, 2020

Respecto a las curvas [D] (ver figura 31 y 33), solamente se identifican a las curvas de [Vucetic y Dobry, 1991] con un [PI] de 50 y [EPRI, 1993] con un [PI] de 70, que se aproximan completamente a todo el rango de deformación de la curva del grupo A. En cambio, las curvas de [Vucetic y Dobry, 1991] con un [PI] de 30 y 50 y las [Roblee y Chiou, 2004], para el grupo de "Suelos de alta plasticidad" en profundidades de 10 a 20 metros, se asemejan a la curva [D] del grupo A solamente en rangos de deformaciones pequeñas, menores a 0.01%

5.3.4.2 Curvas de Darendeli, M. B. (2001)

El modelo empírico desarrollado por el investigador Mehmet Baris Darendeli, junto con el profesor Kenneth Stokoe, es uno de los más completos y famosos en la evaluación analítica de la respuesta de sitio, debido principalmente a la gran cantidad de data utilizada para su concepción.

Un total de 110 muestras inalteradas fueron compiladas de pasados proyectos (mencionados anteriormente), las cuales se tomaron de 20 sitios geotécnicos comprendidos en la región norte y sur de California, en Carolina del Sur y en Taiwán. Estas fueron ensayadas dinámicamente en el laboratorio de la Universidad de Austin, Texas, determinándoseles sus curvas. Las muestras de esta base de datos se han recuperado en un rango de profundidad de 3 a 263 m. [Darendeli, 2001].

Las curvas de [Darendeli, 2001] se construyen por medio de ecuaciones simples que incorporan los parámetros clave para caracterizar el comportamiento no lineal del suelo. Estas ecuaciones se basan en el modelo hiperbólico presentado por Hardin y Drnevich (1972) y el modelo obtenido explica los efectos de la presión de confinamiento efectivo (σ'_m), el índice de plasticidad (PI), la relación de sobre consolidación (OCR), la frecuencia (f) y el número de ciclos de carga (o el número de ciclos donde existe inicio de

licuefacción o falla) (N) en las curvas. Cabe mencionar que, en la mayoría de las aplicaciones de respuesta en el sitio, el número de ciclos (N) y la frecuencia de excitación (f) en el modelo se definen como 10 y 1 Hz, respectivamente; ya que representan valores promedio de sacudidas sísmicas. [Kottke, A. et al, 2013].

Adicionalmente, en el modelo de [Darendeli, 2001] la dependencia de la profundidad se trata como una función continua de la presión de confinamiento efectiva, y las variaciones del tipo de suelo se tratan como una función continua del índice de plasticidad (PI) y la relación de sobreconsolidación (OCR).

Uno de los aspectos más importantes de este estudio, es no solo estimar los valores medios de las curvas dinámicas empíricas, sino también **estimar la incertidumbre asociada a estos valores**. Este estudio brinda la **oportunidad de manejar la incertidumbre en las estimaciones empíricas de las propiedades dinámicas del suelo** dentro del marco de análisis probabilístico de amenaza sísmica. [Darendeli, 2001].

Gracias a esto se puede tratar la incertidumbre aleatoria de las curvas dinámicas y ser incorporadas en la metodología probabilística a través de las simulaciones de Monte Carlo sobre las unidades de perfiles estocásticos simulados. El modelo de incertidumbre de [Darendeli, 2001] asume que los parámetros de las curvas [G/G_{max}] y [D] **se distribuyen normalmente** en cada nivel de deformación y que la desviación estándar para cada uno es una función de la magnitud de [G/G_{max}] y [D], respectivamente.

En resumen, algunos aspectos importantes que considera el modelo de [Darendeli, 2001] son los siguientes: [Darendeli, 2001]:

- a) Se ignoran los efectos de la geología, el contenido de finos, el tamaño de las partículas y la rigidez de las partículas. El único indicador de las características del suelo utilizado en la estimación del comportamiento no lineal es el PI .
- b) El comportamiento no lineal predicho por el modelo se basa en datos recopilados sobre amplitudes de deformación por corte que van desde $1 \times 10^{-5}\%$ a menos del 1% y, por lo tanto, no se recomienda la extrapolación de las curvas a amplitudes de deformación más altas.
- c) Las relaciones de amortiguación del material previstas a amplitudes de deformación superiores al 10% disminuirán a valores más pequeños debido al ajuste de amortiguación. En consecuencia, el modelo nunca debe utilizarse para modelar el comportamiento del suelo a niveles de deformación tan altos.
- d) Los efectos de OCR , frecuencia de carga y número de ciclos de carga se han incluido en el modelo calibrado, pero los resultados indican que los efectos de estas variables sobre el comportamiento dinámico no son pronunciados.
- e) Se asume una gravedad específica de suelos arenosos de 2.65 y arcillosos de 2.70.
- f) No se realizaron pruebas de consolidación en las muestras recabadas. Por lo que él (OCR) de las muestras se estima en función de las características de las relaciones $\log G_{max} - \log \sigma'_o$.

A manera de ejemplo, se ha colocado el cálculo de curvas de [Darendeli, 2001], junto a las curvas dinámicas del Grupo A y B, para determinar que parámetros de entrada son necesarios para empatar a la forma de las curvas. Para un estrato en profundidad con un esfuerzo de confinamiento calculado de 3.5 atmósferas (354.64 KPa), un índice de plasticidad de 40%, un OCR de 1, la frecuencia de carga de 1 Hz y el número de ciclos de carga de 10, la curva $[G/G_{\max}]$ (ver figura 34) es bastante equivalente a la del grupo A, a lo largo de todo el rango de amplitudes de deformación de corte.

Input Parameters				
Plasticity Index (PI)	40 %			
Mean Effective Confining Pressure (σ'_m)	3.5 atm			
Overconsolidation Ratio (OCR)	1			
Loading Frequency (frq)	1			
Number of Loading Cycles (N)	10			
Intermediate Calculated Parameters				
Reference Strain (γ_r)	0.1163367%			
Curvature Coefficient (a)	0.9190			
Scaling Coefficient (b)	0.619775265			
Small Strain Material Damping Ratio (D_{\min})	0.916726119%			
C ₁	1.022199878			
C ₂	-0.00676184			
C ₃	6.15195E-05			
Results				
γ	G/G_{\max}	$D_{\text{masing, a=1.0}}$	D_{masing}	D_{adjusted}
0.0001	0.9985	0.0182	0.0186	0.9283
0.0003	0.9958	0.0547	0.0558	0.9513
0.0007	0.9910	0.1273	0.1300	0.9972
0.001	0.9875	0.1816	0.1854	1.0315
0.003	0.9665	0.5403	0.5503	1.2566
0.007	0.9298	1.2398	1.2570	1.6901
0.01	0.9051	1.7495	1.7680	2.0016
0.03	0.7765	4.8600	4.8152	3.8265
0.07	0.6146	9.9230	9.5376	6.5471
0.1	0.5347	12.9976	12.2789	8.0651
0.3	0.2951	25.6711	22.8256	13.4383
0.7	0.1612	36.7426	31.4812	17.1732
1	0.1216	41.0820	34.8473	18.4116

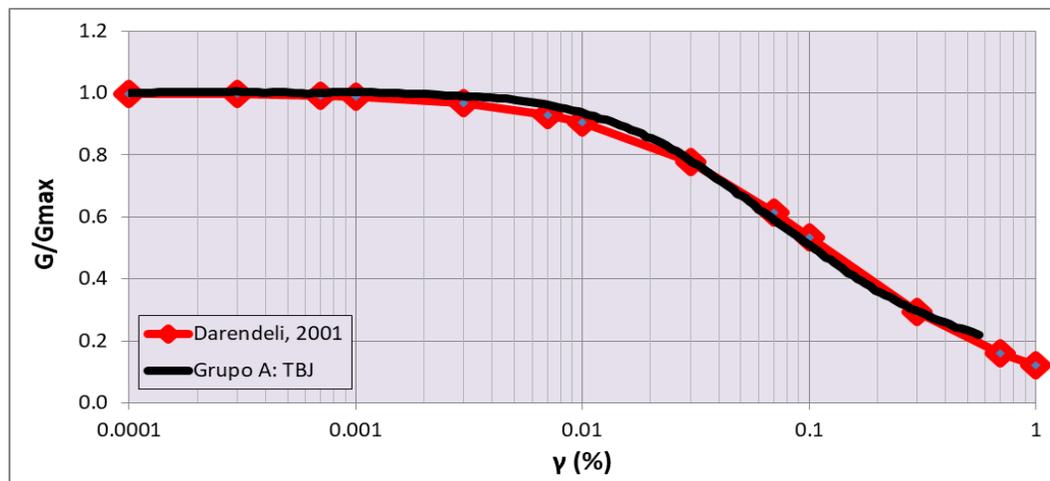


Figura 34 Comparación de curvas dinámicas $[G/G_{\max}]$ entre el Grupo A y Darendeli, 2001, para un estrato en profundidad con esfuerzo de confinamiento calculado de 3.5 atmósferas (354.64 KPa), un PI de 40%, un OCR de 1, la frecuencia de carga de 10 y el número de ciclos de 1 Hz. Fuente: MARN, 2020

En cambio, con la curva dinámica [D] mostrada en la figura 35, solamente en el rango entre (0.008 y 0.03 %) de deformación, existe una similitud en las curvas. Más allá del 0.03% la curva de [Darendeli, 2001] se aleja de la curva del grupo A.

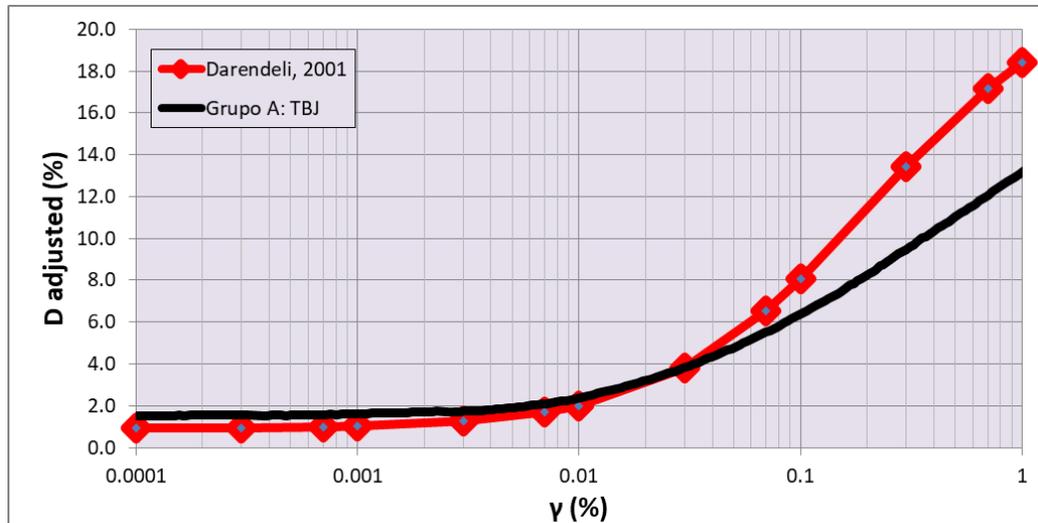


Figura 35. Comparación de curvas dinámicas [G/Gmáx] entre el Grupo A y Darendeli, 2001, para un estrato en profundidad con esfuerzo de confinamiento calculado de 3.5 atmósferas (354.64 kPa), un PI de 40%, un OCR de 1, la frecuencia de carga de 10 y el número de ciclos de 1 Hz. Fuente: MARN, 2020

5.4 Ensayos a realizar

Dado que en este primer documento de realización de modelos analíticos se utilizarán puramente curvas dinámicas provenientes de la literatura, las cuales se basan principalmente en una variedad de parámetros de entrada de índice geotécnico; es menester realizar ensayos geo-técnicos/mecánicos a las muestras representativas de los 15 pozos perforados a nivel nacional, con el fin de tratar de ajustar las curvas empíricas al comportamiento real de los suelos analizados.

Esta representatividad se basa principalmente en obtener las muestras específicamente dentro del espesor de los estratos sísmicos identificados en el perfil de velocidades de corte obtenidos del ensayo Down-hole; ya que es precisamente este conjunto de información la que se suministran a los modelos analíticos.

Como se mencionó anteriormente, cada uno de los 15 pozos posee una descripción y caracterización litológica a detalle, la cual abarca una descripción física de los suelos y rocas identificadas, su color, textura, grado de meteorización, grado de consistencia, presencia de vesículas y mineralizaciones, identificación de fracturas, juntas y fallas, así como también una estimación del grado de dureza, permeabilidad y densidad. En las secciones de la perforación donde se encuentran lavas o rocas blandas como ignimbritas fracturadas se referencian medidas de *Rock Quality Designation* (RQD).

Con esta valiosa información, se realiza un proceso de reclasificación sobre la base de criterios asociados a los parámetros que más influyen en las propiedades dinámicas del subsuelo. Estos son los siguientes:

- a) Perfil de espesores de velocidad de corte (V_s) obtenidos por ensayos Down-hole (en primera instancia, y las condiciones lo permitan), ensayos de micro-tremores e inferencia con la litología de los perfiles geológicos.
- b) Edad y formaciones (miembros) geológicas de acuerdo al mapa geológico superficial 1:100,000, desarrollado por la Misión Geológica Alemana entre los años 1967-1971.
- c) Clasificaciones realizadas por cronología eruptiva; en profundidad.
- d) Descripciones físicas de las propiedades de los materiales que componen las unidades litológicas, tales como: Dureza, Densidad y Permeabilidad.
- e) Descripción visual de la granulometría de cada uno de los estratos identificados.

Cabe mencionar, que, debido a la granulometría y propiedades de las muestras seleccionadas, algunos ensayos geo-técnicos/mecánicos podrían obviarse o pudieran no ser aplicables. A continuación, en tabla 8 se muestra una recopilación de dichos ensayos:

Tabla 8. Compilado de ensayos geo-técnicos/mecánicos para ajustar curvas dinámicas empíricas

Ensayos	Tipo de suelo	Modelo empírico	Documento	Parámetro a determinar
Consolidación	Suelos Finos	Darendeli (2001)	<i>Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves</i>	OCR Relación de Sobreconsolidación
Límites de Atterberg	Suelos Finos	Darendeli (2001)	<i>Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping Curves</i>	LL, LP, PI
		Vucetic and Dobri (1991)	<i>Effects of Soil Plasticity on Cyclic Response</i>	
Granulometría	Suelos Gruesos	Menq, 2003	<i>Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils</i>	Coefficiente de Uniformidad: D60/D10
Granulometría	Suelos Gruesos	Menq, 2003	<i>Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils</i>	D50 mm Tamaño medio del grano
Pesos específicos	Ambos	Todos	-	γ (KN/m ³)
Ángulos de Fricción Interna Efectivo Corte Directo en arenas Triaxial en arcillas	Ambos	Darendeli (2001)	<i>Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping Curves</i>	Coefficiente de la presión de la tierra en reposo (K_0) Se usa comúnmente un valor de 0.5.
		Andrus: FHWA (2003)	<i>Guide for Estimating the Dynamic Properties of South Carolina Soils for Ground Response Analysis</i>	
		Mesri, G; Hayat, T.M. (1993)	<i>The coefficient of earth pressure at rest</i>	

5.5 Variación de las propiedades de los suelos

Los perfiles de suelo en profundidad se constituyen de diferentes números de capas discretas que varían en espesor, de acuerdo a su estado de depositación durante una erupción, procesos erosivos y propiedades propiamente del suelo. Los geólogos al caracterizar litológicamente una columna de suelo, van discretizando las capas en función de del tipo y génesis eruptivo del suelo, de igual manera, estas se van asociando a los cambios en sus valores de velocidades de corte, conocidas como estratos sísmicos.

En el análisis de respuesta de sitio contemplando en el programa Strata, cada capa se caracteriza por un espesor, densidad de masa, velocidad de onda de corte y propiedades no lineales [G/G_{máx} y D]. Por lo que, al realizar análisis en zonas extensas (zonas homogéneas) y no en sitios específicos, uno de los desafíos para definir los valores de estas propiedades es la variabilidad natural en un sitio y la incertidumbre en su medición. Por tanto, cualquier variación en las propiedades del suelo influirá en la variación del movimiento esperado en superficie como su desviación estándar. [Kottke, A. et al, 2013].

5.5.1 Simulaciones Monte Carlo

En el análisis de respuesta de sitio bajo un enfoque analítico, la respuesta no lineal del sistema no permite una cuantificación analítica exacta de la variabilidad de la respuesta del sitio. En cambio, se puede realizar una estimación de la respuesta esperada de la superficie y su desviación estándar debido a variaciones en las propiedades del suelo mediante simulaciones de Monte Carlo [Kottke, A. et al, 2013].

El objetivo de las simulaciones Monte Carlo es estimar las propiedades estadísticas de la respuesta de un sistema complejo y considerar las principales fuentes de incertidumbre asociadas a la determinación de las propiedades de un suelo.

Las simulaciones de Monte Carlo estiman la respuesta generando parámetros del sistema en base a distribuciones estadísticas definidas y calculando la respuesta para cada conjunto de parámetros de entrada. Esta respuesta se calcula para muchas realizaciones y la respuesta calculada de cada una se utiliza luego para estimar las propiedades estadísticas. Una desventaja es que se requiere una gran cantidad de simulaciones para lograr resultados estables.

Las simulaciones de Monte Carlo requieren que cada uno de los componentes (denominadas variables aleatorias) del sistema tenga una descripción estadística completa. La descripción puede tener la forma de una variedad de distribuciones estadísticas (es decir, uniforme, triangular, normal, logarítmico normal, exponencial, etc.), sin embargo, las distribuciones normal y logarítmica normal se usan típicamente porque se pueden describir fácilmente usando un media (μ) y desviación estándar (σ) [Kottke, A. et al, 2013].

Estas variables aleatorias corresponden a aquellos parámetros que caracterizan a cada uno de los perfiles agrupados dentro de cada zona homogénea. Estas son las siguientes:

- a) Perfiles de velocidades de ondas de corte (V_s)
- b) Profundidad al lecho rocoso en cada perfil.
- c) Espesores de las capas de suelo.
- d) Densidad de cada una de las capas.
- e) Propiedades dinámicas (modelos de rigidez al corte y amortiguación histerética).

5.5.2 Modelos estadísticos para las propiedades de los suelos

Para que las propiedades del suelo se conviertan en variables aleatorias e incorporadas en las simulaciones de Monte Carlo, es necesario caracterizar su distribución estadística y su incertidumbre intrínseca. En este trabajo, se utilizan tres modelos independientes para acoplarse con los requerimientos de parámetros de entrada en el programa Strata.

El primero es enfocado en la caracterización de la distribución estadística, incertidumbre y correlación entre los espesores de capas y las velocidades de ondas de corte, el cual ha sido desarrollado por el investigador Gabriel Toro en 1995, como parte de un trabajo en conjunto con el profesor Walter Silva. La base de datos de los 519 perfiles de velocidad de ondas de corte mencionados en el apartado 4.2, serán utilizados para desarrollar dichos modelos estadísticos.

Un dato importante, y el porqué de la justificación de los modelos propuestos por [Toro, G., 1995], es que proporcionan un marco integral de trabajo para generar la variación de capas y luego variar la velocidad de la onda de corte de estas capas. Aunado a esto, el modelo de variación de la velocidad de la onda de corte tiene la facultad de cuantificar la correlación entre las velocidades en capas adyacentes. La estructura general del modelo de [Toro, G., 1995], se muestra en la figura 36.

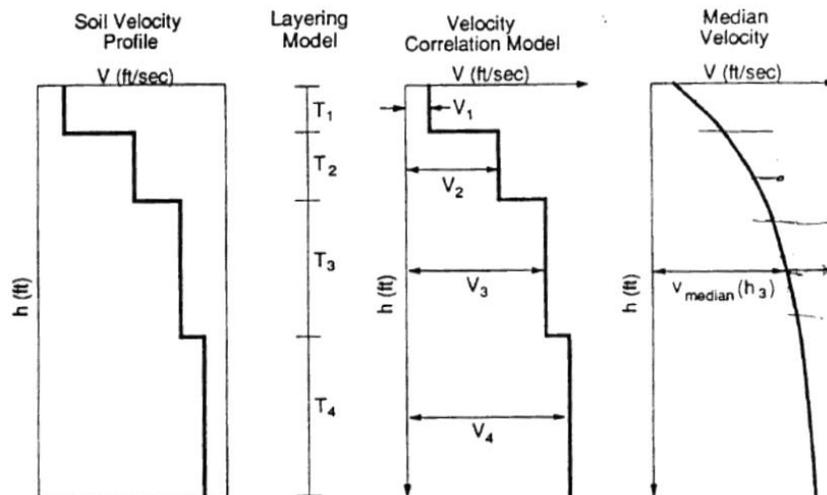


Figura 36. Estructura general de modelo probabilístico de [Toro, G., 1995]. Fuente: Toro, G., 1995]

El segundo es orientado en la caracterización de la distribución estadística de las propiedades dinámicas (no lineales) de los suelos, $[G/G_{\text{máx}}]$ y $[D]$, junto a su incertidumbre determinada con el modelo de incerteza propuesto por [Darendeli, 2001].

El tercero, más sencillo, corresponde a la variación de la profundidad al lecho rocoso en cada perfil, siguiendo una distribución log-normal de los datos. Cabe mencionar, que no se llevó a cabo la caracterización estadística de las densidades de cada una de las capas, ya que estas fueron determinadas a través de formulaciones empíricas que relacionaban la velocidad de corte, por lo que no podrían aportar una variación real de las densidades.

5.5.2.1 Modelo de Capas propuesto por Toro, G. (1995)

La aleatorización de la estratificación en el modelo de capas de [Toro, G. 1995] es modelada como un proceso de Poisson NO homogéneo, donde la tasa de transición (λ_h) de capa promedio, cambia con la profundidad (d), la cual se mide desde la superficie del suelo. La tasa de transición de capa promedio representa el número de límites de capa por metro, y su inverso es análogo al espesor medio de la capa.

Como se dijo antes, lo especial de este modelo de [Toro, G. 1995] es que describe la variación del espesor de la capa [o la tasa de transición de la capa, (λ_h)] y se utiliza para generar el espesor de las capas dentro de un perfil de velocidad simulado posteriormente. Es decir, integra ambos modelos de capas y velocidades. Este propuso el siguiente modelo de tasa de transición de capas dependiente de la profundidad:

$$\lambda_h = c3 \cdot (h + c1)^{c2} \quad (9)$$

Los coeficientes a , b y c fueron estimados por [Toro, G. 1995] utilizando el método de máxima verosimilitud [Benjamin y Cornell, 1971] aplicado a las capas medidas en 557 sitios, principalmente de California. Los valores resultantes de a , b y c son 1,98, 10,86 y -0,89, respectivamente. Ver la figura 37.

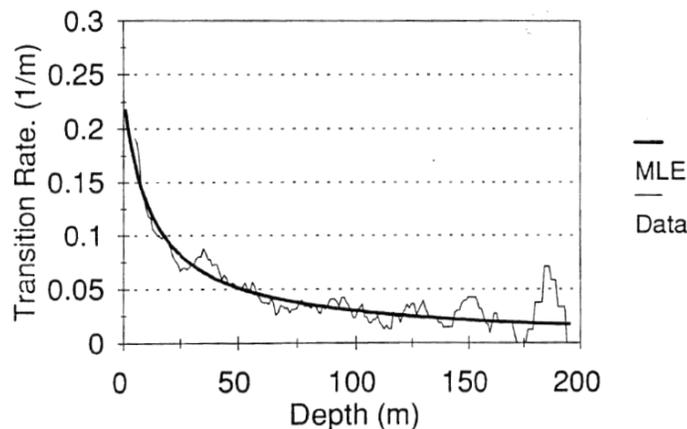


Figura 37. Ejemplo de Modelo de Capas de [Toro, G., 1995]. Fuente: Toro, G., 1995)

La figura 37 compara la función de transición de capas (derivada del modelo genérico de la ecuación 9; identificada con MLE) con tasa de transición de capas observada en un perfil (identificada con Data).

En ese ejemplo en específico, la tasa de transición observada (línea delgada, Data) se muestra como promedios móviles en una ventana de 20 metros, es decir, para la profundidad de 50 metros se realiza una ventana que va desde las profundidades de 40 a 60 metros (para que se posicione la profundidad de 50 metros en el centro) y luego se contabiliza el número de límites de capas (que existen dentro de esa ventana, utilizando todos los perfiles) y luego se divide entre el número de perfiles que tengan esa profundidad de 50 o mayor [Toro, G., 1995].

Tal como se observa en la figura 37, la tasa de transición (λ_h) disminuye rápidamente a medida que aumenta la profundidad. Esta disminución en la tasa de ocurrencia aumenta el espesor esperado de las capas más profunda.

Dado que estos coeficientes de la ecuación 9, fueron determinados para zonas de California, será necesario obtenerlos usando la data de El Salvador, recopilada en la base de datos que contiene 519 perfiles de velocidad. Este trabajo será desarrollado en el apartado 5.7.

5.5.2.2 Modelo de Velocidades propuesto por Toro, G. (1995)

El modelo de velocidad describe la variación estadística de la velocidad de la onda de corte dentro de cada capa y se utiliza para asignar velocidades a las capas en el perfil simulado. Una vez que se ha establecido la estratificación del perfil, el perfil de velocidad de la onda de corte se puede generar asignando velocidades a cada capa. En el modelo de Toro (1995), la velocidad de la onda de corte en la profundidad media de la capa se describe mediante una distribución log-normal [Kottke, A. et al, 2013].

A continuación, se resumen las formaciones extraídas de [Toro, G. 1995] y explicadas por [Kottke, A. et al, 2013]. La variable normal estándar (Z_i) de la i -ésima capa se calcula así:

$$Z_i = \frac{\ln V_i - \ln[V_{median}(h_i)]}{\sigma_{\ln V_s}} \quad (10)$$

Donde V_i es la velocidad de onda de corte en la i -ésima capa, $V_{median}(h_i)$ es la velocidad de onda de corte media en la profundidad media de la capa y $\sigma_{\ln V_s}$ es la desviación estándar del logaritmo natural de la velocidad de onda de corte. La ecuación 10 puede reescribirse y resolverse para calcular V_i , de esta manera:

$$V_i = e^{[(\sigma_{\ln V_s}) \cdot Z_i + \ln[V_{median}(h_i)]]} \quad (11)$$

La ecuación (11) permite el cálculo de la velocidad dentro de una capa para: a) una velocidad mediana dada en la profundidad media de la capa, b) desviación estándar y c) variable normal estándar.

En el modelo propuesto por [Toro, G. 1995], los valores para la velocidad media versus la profundidad ($V_{\text{median}}(h_i)$) y la desviación estándar (σ_{lnVs}) se proporcionan según la clase del sitio. Sin embargo, en la implementación del modelo de [Toro, G. 1995] en el programa Strata, el usuario define la velocidad media de la onda de corte.

Además, Strata incluye la capacidad de truncar la función de densidad de probabilidad de velocidad especificando valores mínimos y máximos

5.5.2.2.1 Modelo de correlación entre capas Toro (1995)

La variable normal estándar de la i -ésima capa (Z_i) está correlacionada con la capa superior, y esta correlación entre capas también depende de la clase del sitio. La variable (Z_i) de la velocidad de la onda de corte en la capa superior ($i = 1$) es independiente de todas las demás capas y se define como:

$$Z_1 = \varepsilon_1 \quad (12)$$

Donde (ε_1) es una variable aleatoria normal independiente con media cero y una desviación estándar unitaria. Las variables normales estándar (Z_i) de las otras capas del perfil se calculan mediante una fórmula recursiva, definida como:

$$Z_i = \rho Z_{i-1} + \varepsilon_i \sqrt{1 - \rho^2} \quad (13)$$

Donde (Z_{i-1}) la variable normal estándar de la capa anterior, (ε_i) es una nueva variable aleatoria normal con media cero y desviación estándar unitaria, y (ρ) es la correlación entre capas.

La correlación es una medida de la fuerza y dirección de una relación entre dos variables aleatorias. La correlación positiva entre dos variables indica que ambas tienen una mayor tendencia a diferir de sus respectivos valores medios en la misma dirección. A medida que (ρ) se acerca a 1, esta correlación se vuelve más fuerte. La correlación negativa indica que las variables tienen una mayor tendencia a diferir en la dirección opuesta.

La correlación entre capas propuesta por [Toro, G. 1995], entre las velocidades de onda de corte, es función de la profundidad de la capa (h) y el espesor de la capa (t):

$$\rho_{(t,h)} = [1 - \rho_d(h)] \cdot \rho_t(t) + \rho_d(h) \quad (14)$$

Donde (ρ_t) es la correlación dependiente del espesor y (ρ_d) es la correlación dependiente de la profundidad. La correlación dependiente del espesor (ρ_t) es definida por:

$$\rho_t(t) = \rho_0 e^{-\frac{t}{\Delta}} \quad (15)$$

Donde (ρ_0) es la correlación inicial y (Δ) es un parámetro de ajuste del modelo. A medida que aumenta el espesor de la capa, disminuye la correlación dependiente del espesor.

La correlación dependiente de la profundidad [$\rho_d(h)$] se define como una función de la profundidad (h), de la siguiente manera:

$$\rho_d(h) = \begin{cases} \rho_{200} \left[\frac{h + h_0}{200 + h_0} \right]^b & \text{para } h \leq 200 \text{ m} \\ \rho_{200} & \text{para } h > 200 \text{ m} \end{cases} \quad (16)$$

Donde (ρ_{200}) es el coeficiente de correlación a 200 m de profundidad y (h_0) es un parámetro de profundidad inicial.

A medida que aumenta la profundidad de la capa, aumenta la correlación dependiente de la profundidad [$\rho_d(h)$]. Se supone que la capa final en un modelo de respuesta de sitio es infinitamente gruesa, por lo tanto, la correlación entre la última capa de suelo y el medio espacio infinito solo depende sobre [ρ_d]. De igual manera, [Toro, G. 1995], evaluó cada uno de los parámetros en los modelos de correlación (ρ_0 , ρ_{200} , Δ , h_0 y b) para diferentes clases de sitios genéricos.

En el modelo de [Toro, G. 1995] la correlación de capas, se proporciona para un esquema de clasificación de suelos que incluye el Vs30, el cual coincide con la clasificación del USGS propuesto en la NEHRP 1997. Por lo que este modelo es adecuado para utilizarlo en este trabajo, ya que las zonas homogéneas (en términos de Vs30) definidas en el apartado 4.3, se encuentran categorizadas respecto al valor de Vs30.

En el programa Strata, ya se incluyen los parámetros del modelo de correlación obtenidos por [Toro, G. 1995] para los tipos de suelo A, B, C y D, los cuales fueron determinados mediante un procedimiento de máxima verisimilitud utilizando 541 perfiles en la zona de California, previamente agrupados de acuerdo al valor de Vs30 y la clasificación del NEHRP.

Debido a que nuestro mapa de zonas homogéneas presenta una categorización de acuerdo a los tipos de suelo estipulados en la clasificación de NEHRP (2020), se pretende obtener los parámetros para los suelos: BC, CD y DE, mediante interpolación de los resultados con los que ya se derivaron por [Toro, G. 1995].

5.5.2.3 Modelo de variación de profundidad de lecho rocoso

La profundidad al lecho rocoso se puede modelar utilizando las siguientes distribuciones: uniforme, normal o logarítmica normal. Cuando se usa la distribución normal o logarítmica normal, la profundidad media se basa en el perfil del suelo. Por lo que es recomendable usar estas distribuciones. En el programa Strata, el proceso de variación en la profundidad del lecho rocoso se acomoda variando la altura de las capas de suelo.

Si se aumenta la profundidad del lecho rocoso, se aumenta el grosor de la capa de suelo más profunda. Si la profundidad hasta el lecho de roca es menor que la profundidad hasta la parte superior de una capa de suelo, entonces la capa de suelo se elimina del perfil. [Kottke, A. et al, 2013]. En el programa Strata, tiene la opción de ingresar la desviación estándar, por lo que se realizará un cálculo con los perfiles de los 519 compilados en la base de datos, y estimar la desviación para nuestros datos.

5.5.2.4 Modelo de variación de propiedades dinámicas

Uno de los aspectos únicos del modelo de [Darendeli, 2001] es que se cuantifica la dispersión de los datos sobre la estimación media. En este modelo se asume que la variación de las propiedades dinámicas sigue una distribución normal. La desviación estándar de $[G/G_{máx}]$ y $[D]$ varía con la magnitud de la propiedad y se calculan de la siguiente manera [Kottke, A. et al, 2013]:

$$\sigma_{[G/G_{máx}]} = 0.015 + 0.16 \cdot \sqrt{0.25 - (G/G_{máx} - 0.5)^2} \quad (17)$$

$$\sigma_{[D]} = 0.0067 + 0.78 \cdot \sqrt{D(\%)} \quad (18)$$

Un aspecto a tomar en cuenta es que debido a que la variación de las propiedades se modela con una distribución normal, que es continua desde $-\infty$ hasta ∞ , los valores generados con las ecuaciones 17 y 18 pueden caer por debajo de cero.

La ubicación más probable de los valores negativos se produce cuando el valor de la media es pequeña, lo cual ocurre para deformaciones grandes en $[G/G_{máx}]$ y para deformaciones menores en $[D]$ [Kottke, A. et al, 2013].

Los valores negativos no son físicamente posibles, por lo que las distribuciones normales deben truncarse. Para corregir este problema, se especifican valores mínimos para $[G/G_{máx}]$ y D . Los valores predeterminados en Strata son $[G/G_{máx}] = 0.05$ y $[D] = 0.1\%$. Para los valores máximos, Strata permite que el usuario especifique este valor. [Kottke, A. et al, 2013]. Para nuestro trabajo se utilizarán los valores máximos de $[G/G_{máx}] = 1.0$ y $[D] = 15\%$.

5.5.2.4.1 Correlación de $[G/G_{m\acute{a}x}]$ y $[D]$ [Darendeli, 2001]

Es importante tener claro que las curvas $[G / G_{m\acute{a}x}]$ y $[D]$ no son independientes entre sí, por lo que tienen determinada correlación entre sus datos. Por ejemplo, si un suelo que se comporta de manera más lineal, es decir, es más alto que la media, su área dentro del bucle de histéresis (durante un ciclo de carga) sería más pequeña; lo cual indicaría una menor amortiguación dentro del sistema. Por tanto, a medida que aumenta la linealidad del sistema, la amortiguación disminuye. [Kottke, A. et al, 2013].

Lo anterior denota una correlación negativa entre las dos variables aleatorias de $[G/G_{m\acute{a}x}]$ y $[D]$. Por lo que para capturar este efecto se supone que las propiedades dinámicas del suelo tienen una correlación negativa con un valor predeterminado establecido en $-0,5$ (es decir, $\rho = -0,5$). [Kottke, A. et al, 2013]. Para generar curvas $[G/G_{m\acute{a}x}]$ y $[D]$ correlacionadas a partir de curvas de línea base (media), se utilizan las siguientes expresiones para cada valor de deformación cortante:

$$\sigma_{[G/G_{m\acute{a}x}]}(\gamma) = [G/G_{m\acute{a}x}(\gamma)]_{media} + \varepsilon_1 \cdot \sigma_{[G/G_{m\acute{a}x}]} \quad (19)$$

$$D(\gamma) = [D(\gamma)]_{media} + \rho \cdot \varepsilon_1 \cdot \sigma_{[D]} + \sigma_{[D]} \cdot \sqrt{1 - \rho^2} \cdot \varepsilon_2 \quad (20)$$

Donde ε_1 y ε_2 son variables aleatorias no correlacionadas con media cero y desviación estándar unitaria, $[G/G_{m\acute{a}x}(\gamma)]_{media}$ y $[D(\gamma)]_{media}$, son los valores de línea de base evaluados a nivel de deformación (γ) , $\sigma_{[G/G_{m\acute{a}x}]}$ y $\sigma_{[D]}$ son las desviaciones estándar calculadas a partir de las ecuaciones 17 y 18, respectivamente, en la línea de base valores de $[G/G_{m\acute{a}x}(\gamma)]_{media}$ y $[D(\gamma)]_{media}$ y ρ es el coeficiente de correlación entre $[G/G_{m\acute{a}x}]$ y $[D]$. Las ecuaciones (19) y (20) deben aplicarse a diferentes niveles de deformación, pero se utilizan los mismos valores de ε_1 y ε_2 , en cada nivel de deformación (es decir, correlación perfecta entre los niveles de deformación). A manera de ejemplo, en la figura 38, se muestran las variaciones de las propiedades dinámicas de una arena con $[PI] = 0$, $[OCR = 0]$ y presión de confinamiento efectiva (σ'_m) de 1 atm, realizando 10 realizaciones. El coeficiente de correlación usado fue de $\rho = -0.5$. [Kottke, A. et al, 2013].

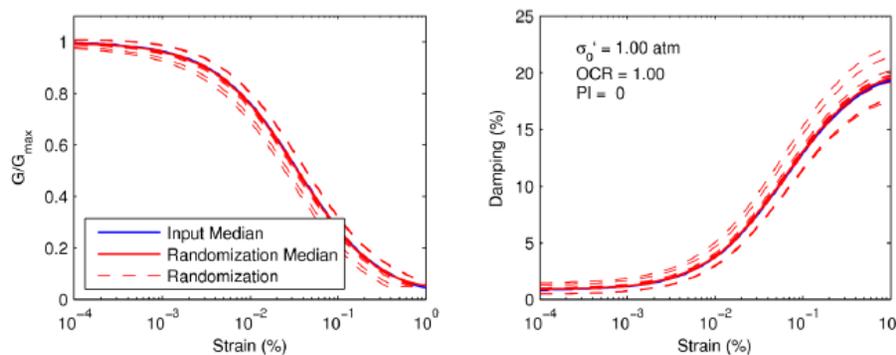


Figura 38. Ejemplo de variación en las propiedades dinámicas aplicando modelo de incerteza de [Darendeli, 2001]. Fuente: [Kottke, A. et al, 2013]

5.6 Cálculo de perfiles característicos en cada zona homogénea

Una vez comprendido la teoría detrás de la variación de las propiedades del suelo y su necesidad de caracterizarse estadísticamente, se procede a determinar los perfiles de velocidad característicos de cada zona homogénea, junto a su incertidumbre, los cuales se usaran para realizar las simulaciones de Monte Carlo. Específicamente, los tipos de suelo predominantes en las zonas homogéneas son los siguientes: BC, C, CD, D y E, de acuerdo a la clasificación NEHRP 2020, mostrada en la tabla 1 y 2.

La distribución de los perfiles de velocidad contenidos en la base de datos (total de 519) se muestra en la figura 39. Acá figuran únicamente 5 clases de tipos de suelo, a los cuales se les determinará sus perfiles representativos. La clase CD es la predominante entre los perfiles recabados, con un 37 % del total.

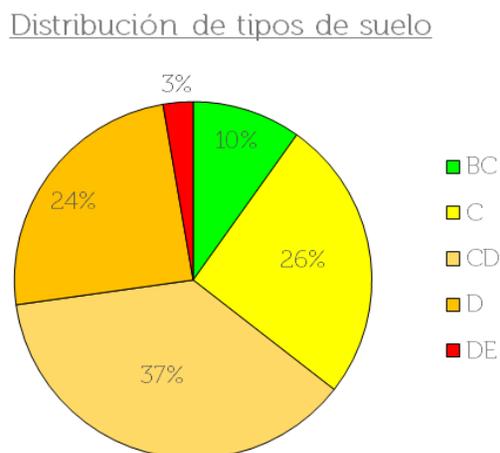


Figura 39. Distribución de tipos de suelo contenidos en la base de datos de perfiles. Fuente: MARN 2020

Para este trabajo, se ha procedido construir códigos de programación en Python, para facilitar el manejo de la información de los perfiles de velocidad contenidos en nuestra base datos (ver figura 11). De igual manera, se ha hecho uso de ciertas librerías necesarias como lo es: "pysra", la cual integra muchas características que se encuentran en el programa Strata, para la evaluación de la respuesta de sitio.

El proceso seguido fue apilar los perfiles por tipo de suelo y determinar, tanto su Media como su desviación estándar en cada valor de profundidad. Respecto a la media, se procedió a calcular tanto la media aritmética, la mediana y una media móvil. Se optó por utilizar la media móvil ya que se ajustaba mejor al promedio en profundidad de los perfiles y los cambios en cada frontera de capas. Seguidamente, se hace una estimación del perfil representativo y se determina la desviación estándar del logaritmo natural de la velocidad de corte. A continuación, se presentan los resultados para cada una de las zonas homogéneas. En el Anexo ##, se presentará el código realizado para obtener los perfiles característicos y sus respectivas incertidumbres.

5.6.1 Tipo de Suelo BC

Un total de 51 perfiles clasificados (BC) con V_{s30} entre (640 y 910 m/s) son ploteados juntos en la figura 40 (arriba), donde se visualizan las estimaciones de su media (promedio, media móvil y mediana), acompañado del perfil representativo. En la parte inferior de la figura 40, se muestra el resultado final del perfil de velocidades representativo para el tipo de suelo (BC) y su respectiva desviación estándar. El perfil de velocidad comienza aproximadamente en 500 m/s en la parte superficial y aumenta progresivamente en profundidad hasta valores cercanos a los 1000 m/s.

Respecto a la desviación estándar del logaritmo natural de la velocidad de corte en función de la profundidad ($\sigma[\ln V_s]$), tal como se esperaba, existe una variabilidad considerable entre los perfiles de velocidad individuales. Se hizo énfasis en la variabilidad espacial sistemática entre los perfiles de velocidad a lo largo del territorio; sin embargo, no se observaron tendencias muy marcadas, por lo que los datos se analizaron juntos.

Generalmente, esta desviación $\sigma[\ln V_s]$ disminuye con la profundidad; los valores oscilan entre 0.5 y 0.2 a lo largo de todo el perfil. La variabilidad parece que se mantiene constante en un valor de 0.25 y 0.35 después de los 60 m. Estos valores de $\sigma[\ln V_s]$ serán asignadas a cada estrato sísmico del perfil representativo, dentro del programa Strata.

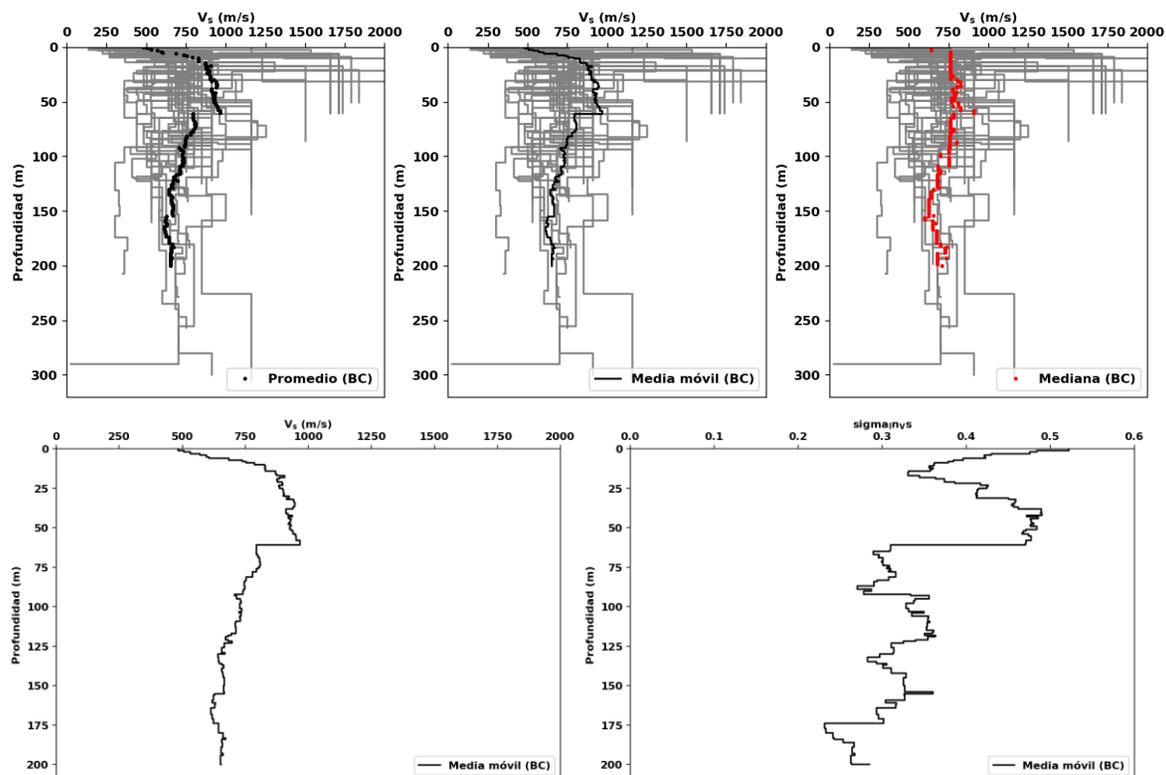


Figura 40. Perfil representativo de suelo BC y su desviación estándar del logaritmo natural de la velocidad de corte en función de la profundidad. Fuente: MARN 2020

5.6.2 Tipo de Suelo C

Un total de 133 perfiles clasificados (C) con V_{s30} entre (440 y 640 m/s) son graficados en la figura 41 para determinar el perfil representativo y desviaciones estándar asociadas. El perfil de velocidad comienza aproximadamente en 320 m/s en la parte superficial y aumenta progresivamente en profundidad hasta valores cercanos a los 800 m/s.

Los valores de la desviación estándar $\sigma[\ln V_s]$ oscilan entre 0.45 y 0.15 a lo largo de todo el perfil. Manteniéndose una aparente variabilidad constante de 0.25, después de los 50 m de profundidad.

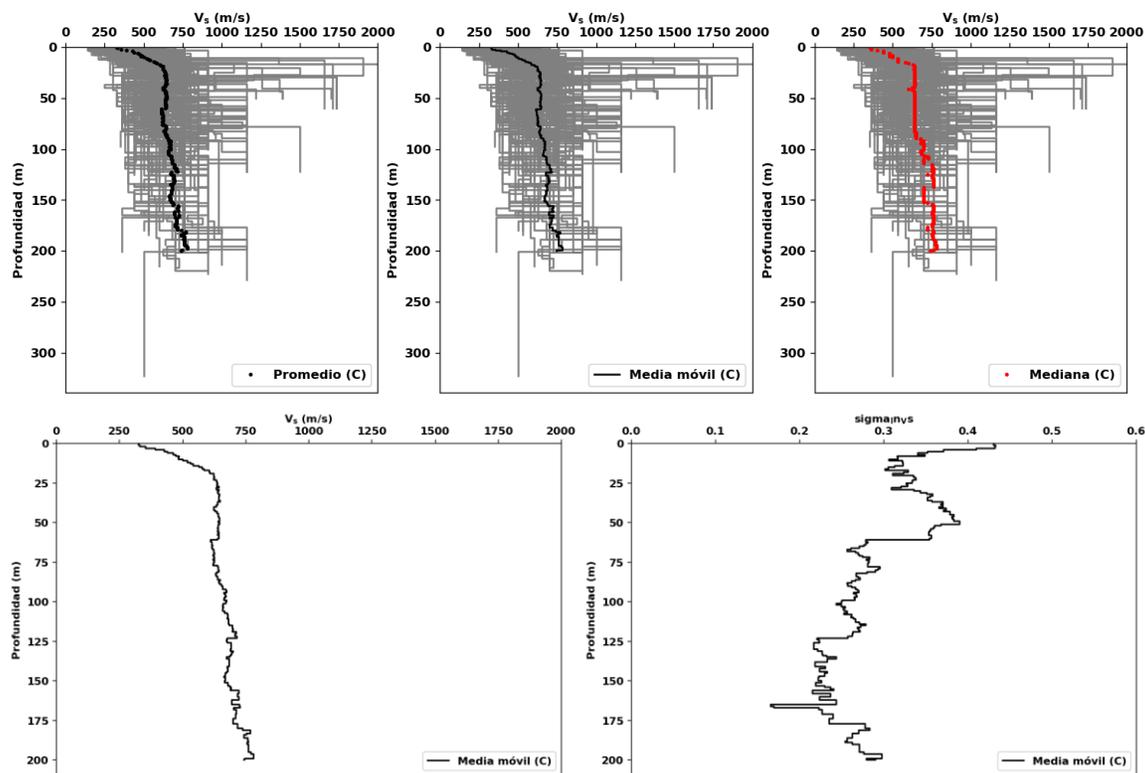


Figura 41. Perfil representativo de suelo C y su desviación estándar del logaritmo natural de la velocidad de corte en función de la profundidad. Fuente: MARN 2020

5.6.3 Tipo de Suelo CD

Un total de 193 perfiles clasificados (CD) con V_{s30} entre (300 y 440 m/s) son graficados en la figura 42 para determinar el perfil representativo y desviaciones estándar asociadas. El perfil de velocidad comienza aproximadamente en 270 m/s en la parte superficial y aumenta progresivamente en profundidad hasta valores cercanos a los 670 m/s. Los valores de la desviación estándar $\sigma[\ln V_s]$ oscilan entre 0.30 y 0.20 a lo largo de todo el perfil, manteniéndose con una variabilidad constante de 0.25, después de 80 m de profundidad.

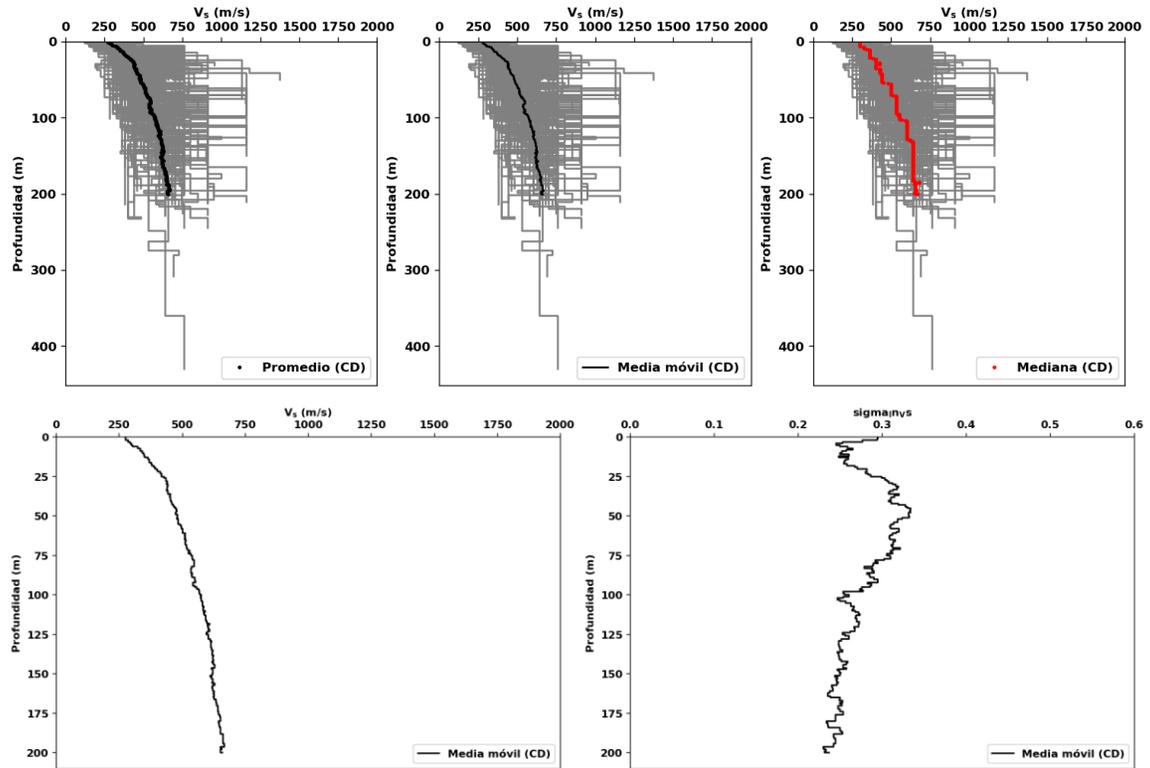
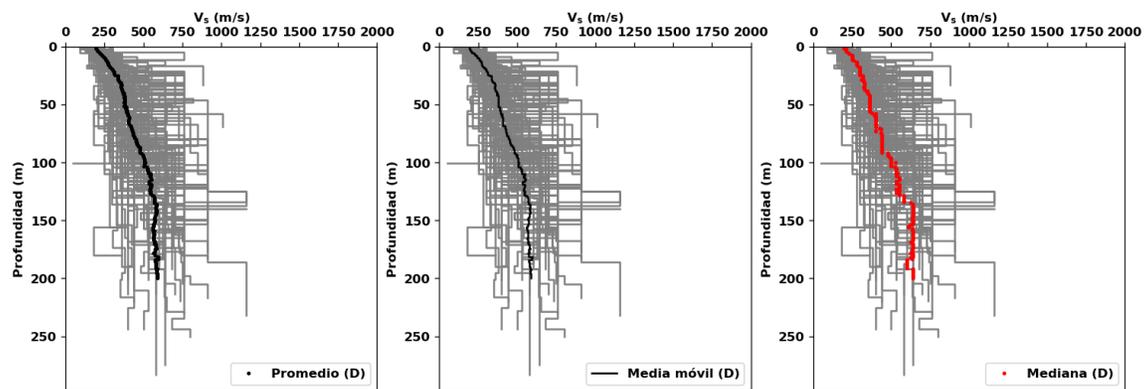


Figura 42. Perfil representativo de suelo CD y su desviación estándar del logaritmo natural de la velocidad de corte en función de la profundidad. Fuente: MARN 2020

5.6.4 Tipo de Suelo D

Un total de 127 perfiles clasificados (D) con V_{s30} entre (210 y 300 m/s) son graficados en la figura 43 para determinar el perfil representativo y desviaciones estándar asociadas. El perfil de velocidad comienza aproximadamente en 190 m/s en la parte superficial y aumenta progresivamente en profundidad hasta valores cercanos a los 590 m/s. Los valores de la desviación estándar $\sigma[\ln V_s]$ oscilan entre 0.30 y 0.20 a lo largo de todo el perfil, manteniéndose una aparente variabilidad constante de 0.3, después de los 40 m de profundidad.



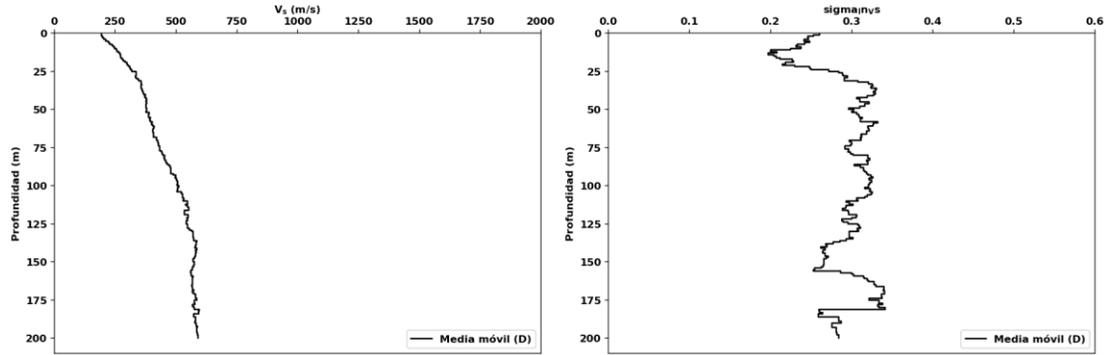


Figura 43. Perfil representativo de suelo D y su desviación estándar del logaritmo natural de la velocidad de corte en función de la profundidad. Fuente: MARN 2020

5.6.5 Tipo de Suelo DE

Un total de 14 perfiles clasificados (DE) con V_{s30} entre (150 y 210 m/s) son graficados en la figura 44 para determinar el perfil representativo y desviaciones estándar asociadas. El perfil de velocidad comienza aproximadamente en 140 m/s en la parte superficial y aumenta progresivamente en profundidad hasta valores cercanos a los 400 m/s. Los valores de la desviación estándar $\sigma[\ln V_s]$ oscilan entre 0.55 y 0.30 a lo largo de todo el perfil. Se observa un incremento de variabilidad en las desviaciones estándar, lo cual obedece a que este tipo de suelo posee menos perfiles registrados.

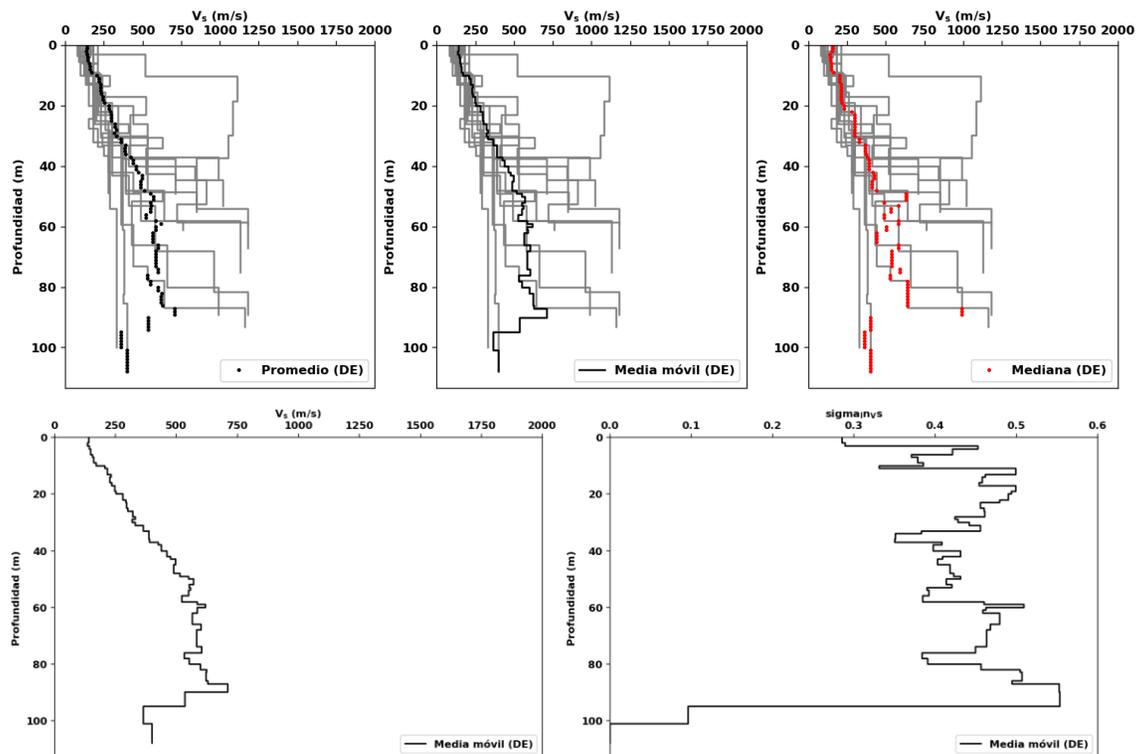


Figura 44. Perfil representativo de suelo DE y su desviación estándar del logaritmo natural de la velocidad de corte en función de la profundidad. Fuente: MARN 2020

5.7 Determinación de tasa de transición en cada zona homogénea

En esta sección se aborda la aplicación del Modelo de Capas propuesto por [Toro, G. 1995], mencionado en la sección 5.5.2.1, a los diferentes perfiles agrupados en cada zona homogénea de El Salvador.

Como se mencionó anteriormente, [Toro, G. 1995] propuso una ecuación de forma exponencial (ver ecuación No. 9) a partir de regresiones de máxima verosimilitud, la cual se acopla a la variabilidad física que existe en los diversos tamaños de espesores de un perfil geológico. Por lo que el autor determinó los coeficientes de la ecuación utilizando la data de perfiles de velocidades recabada en zonas de California, Estados Unidos.

A este respecto, fue necesario obtener esos mismos coeficientes utilizando los 519 perfiles de nuestra base de datos, separándolos por el tipo de suelo. De igual manera, se utilizaron códigos en Python para poder calcular la tasa de transición de las capas (λ_h) por metro, y se hizo uso de la librería (lmfit), la cual proporciona una herramienta para llevar a cabo el proceso de minimización de mínimos cuadrados y el respectivo ajuste de datos a una función previamente establecida. En este caso, se introdujo la forma exponencial a la librería y se obtienen los tres coeficientes de la ecuación No. 9. A continuación, se muestran los resultados para cada zona homogénea.

5.7.1 Tipo de Suelo BC

La tasa de transición de capas en función de la profundidad (h) se calcula con la misma dinámica de medias móviles, utilizando ventanas de 10 metros. Por lo que los datos iniciarían a calcularse para una profundidad de 5 metros. El resultado para este tipo de suelo (BC) se muestra en la figura 45, junto a su ecuación (No. 21) de forma exponencial con sus nuevos coeficientes calculados. El modelo indica que cerca de la superficie λ_h es igual a 0.17 m^{-1} (es decir, espesor de capa promedio de aproximadamente 6 m) y λ_h igual a 0.04 m^{-1} a una profundidad de 160 m (es decir, espesor de 25 m).

$$\lambda_{BC} = 0.185 \cdot (h + 6.383 \times 10^{-9})^{-0.289} \quad (21)$$

Profundidad (m)	Tasa de transición	
0	5	0.178431
1	6	0.170588
2	7	0.098039
3	8	0.105882
4	9	0.094118
...
195	200	0.000000
196	201	0.000000
197	202	0.000000
198	203	0.016667
199	204	0.000000

```
[[Model]]
Model(mod_rate)
[[Fit Statistics]]
# fitting method = leastsq
# function evals = 65
# data points = 200
# variables = 3
chi-square = 0.07122192
reduced chi-square = 3.6153e-04
Akaike info crit = -1582.05440
Bayesian info crit = -1572.15945
[[Variables]]
c3: 0.18484072 +/- 0.04532058 (24.52%) (init = 23)
c1: 6.3830e-09 +/- 0.15978355 (2503249213.52%) (init = 1)
c2: 0.28883152 +/- 0.05226593 (18.10%) (init = 1)
[[Correlations]] (unreported correlations are < 0.100)
C(c3, c2) = 0.992
C(c3, c1) = 0.922
C(c1, c2) = 0.893
```

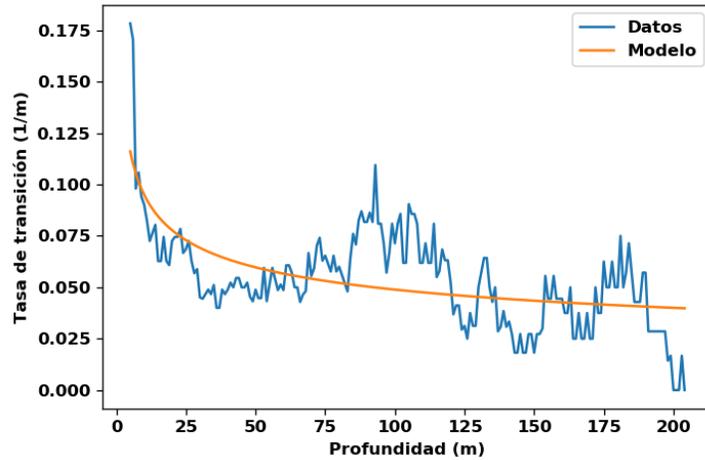


Figura 45. Resultado de Modelo de Capas y curva de Tasa de Transición para suelos (BC). Fuente: MARN

5.7.2 Tipo de Suelo C

El resultado para este tipo de suelo (C) se muestra en la figura 46, junto a su ecuación (No. 22) de forma exponencial con sus nuevos coeficientes calculados.

$$\lambda_{BC} = 0.315 \cdot (h + 3.743 \times 10^{-9})^{-0.394} \quad (22)$$

Profundidad (m)	Tasa de transición	
0	5	0.209023
1	6	0.210526
2	7	0.122556
3	8	0.125564
4	9	0.110526
...
195	200	0.050000
196	201	0.040000
197	202	0.050000
198	203	0.062500
199	204	0.050000

```

[[Model]]
Model(mod_rate)
[[Fit Statistics]]
# fitting method = leastsq
# function evals = 62
# data points = 200
# variables = 3
chi-square = 0.02658132
reduced chi-square = 1.3493e-04
Akaike info crit = -1779.17279
Bayesian info crit = -1769.27784
[[Variables]]
c3: 0.31544253 +/- 0.04017406 (12.74%) (init = 23)
c1: 3.7428e-09 +/- 0.08703929 (2325531681.83%) (init = 1)
c2: 0.39381807 +/- 0.02785135 (7.07%) (init = 1)
[[Correlations]] (unreported correlations are < 0.100)
C(c3, c2) = 0.991
C(c3, c1) = 0.933
C(c1, c2) = 0.903
  
```

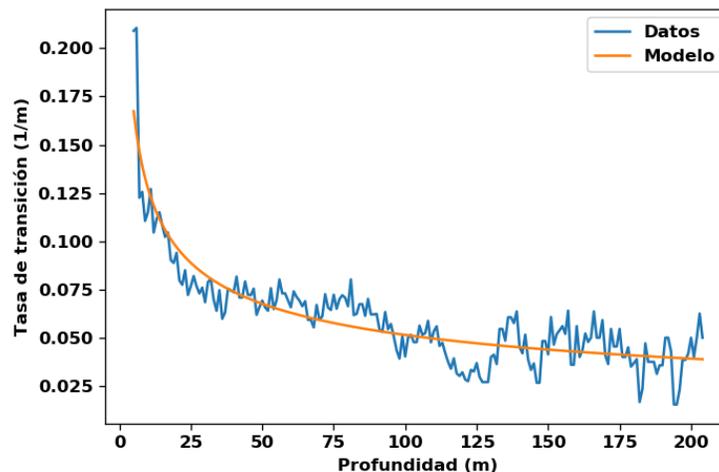


Figura 46. Resultado de Modelo de Capas y curva de Tasa de Transición para suelos (C). Fuente: MARN

5.7.3 Tipo de Suelo CD

El resultado para este tipo de suelo (CD) se muestra en la figura 47, junto a su ecuación (No. 23) de forma exponencial con sus nuevos coeficientes calculados. El modelo indica que cerca de la superficie λ_h es igual a 0.29 m^{-1} (es decir, espesor de capa promedio de aproximadamente 3.4 m) y λ_h es igual a 0.05 m^{-1} a una profundidad de 150 m (es decir, espesor de 20 m).

$$\lambda_{BC} = 0.255 \cdot (h + 2.683 \times 10^{-9})^{-0.332} \quad (23)$$

Profundidad (m)	Vs_media (m/s)	sigma ln_Vs
0	273.888174	0.294323
1	274.719736	0.293236
2	284.511092	0.276032
3	292.347442	0.252134
4	298.300416	0.244674
...
195	666.227100	0.241868
196	650.546222	0.229274
197	655.215967	0.230148
198	652.061971	0.232776
199	651.947054	0.230692

```

[[Model]]
Model(mod_rate)
[[Fit Statistics]]
# fitting method = leastsq
# function evals = 55
# data points = 200
# variables = 3
chi-square = 0.02644437
reduced chi-square = 1.3424e-04
Akaike info crit = -1780.20590
Bayesian info crit = -1770.31095
[[Variables]]
c3: 0.25482024 +/- 0.02812047 (11.04%) (init = 23)
c1: 2.6827e-09 +/- 0.08665795 (3230191635.56%) (init = 1)
c2: 0.33211924 +/- 0.02375974 (7.15%) (init = 1)
[[Correlations]] (unreported correlations are < 0.100)
C(c3, c2) = 0.988
C(c3, c1) = 0.903
C(c1, c2) = 0.863
    
```

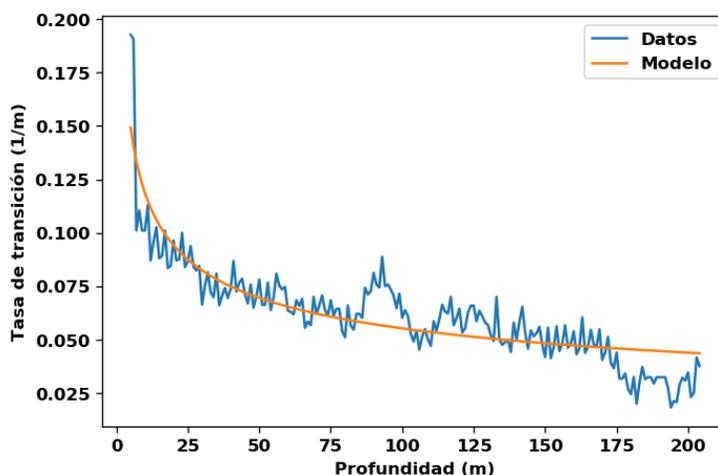


Figura 47. Resultado de Modelo de Capas y curva de Tasa de Transición para suelos (CD). Fuente: MARN

5.7.4 Tipo de Suelo D

El resultado para este tipo de suelo (D) se muestra en la figura 48, junto a su ecuación (No. 24) de forma exponencial con sus nuevos coeficientes calculados. El modelo indica que cerca de la superficie λ_h igual a 0.21 m^{-1} (es decir, espesor de capa promedio de aproximadamente 4.8 m) y λ_h igual a 0.045 m^{-1} a una profundidad de 150 m (es decir, espesor de 22 m).

$$\lambda_{BC} = 0.30 \cdot (h + 8.108 \times 10^{-9})^{-0.377} \quad (24)$$

Profundidad (m)	Tasa de transición	
0	5	0.207087
1	6	0.211811
2	7	0.117323
3	8	0.119685
4	9	0.114173
...
195	200	0.040000
196	201	0.031579
197	202	0.035294
198	203	0.037500
199	204	0.031250

```

[[Model]]
  Model(mod_rate)
[[Fit Statistics]]
  # fitting method = leastsq
  # function evals = 74
  # data points = 200
  # variables = 3
  chi-square = 0.02477161
  reduced chi-square = 1.2574e-04
  Akaike info crit = -1793.27488
  Bayesian info crit = -1783.37993
[[Variables]]
  c3: 0.30008113 +/- 0.02843514 (9.48%) (init = 38)
  c1: 8.1082e-09 +/- 0.13948509 (1720286407.88%) (init = 1)
  c2: 0.37680322 +/- 0.02096711 (5.56%) (init = 1)
[[Correlations]] (unreported correlations are < 0.100)
  C(c3, c2) = 0.986
  C(c3, c1) = 0.884
  C(c1, c2) = 0.838
  
```

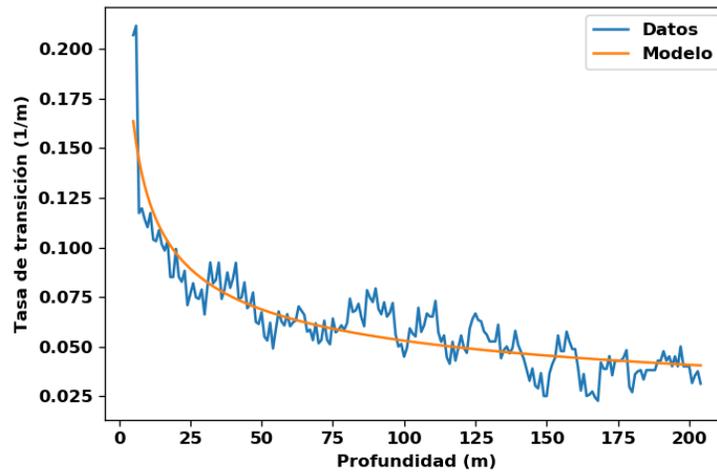


Figura 48. Resultado de Modelo de Capas y curva de Tasa de Transición para suelos (D). Fuente: MARN

5.7.5 Tipo de Suelo DE

El resultado para este tipo de suelo (DE) se muestra en la figura 49, junto a su ecuación (No. 25) de forma exponencial con sus nuevos coeficientes calculados. El modelo indica que cerca de la superficie λ_h igual a 0.22 m⁻¹ (es decir, espesor de capa promedio de aproximadamente 4.5 m) y λ_h igual a 0.075 m⁻¹ a una profundidad de 60 m (es decir, espesor de 13 m).

$$\lambda_{BC} = 0.275 \cdot (h + 7.761 \times 10^{-6})^{-0.315} \quad (25)$$

Profundidad (m)	Tasa de transición	
0	5	0.221429
1	6	0.228571
2	7	0.128571
3	8	0.135714
4	9	0.121429
...
70	75	0.033333
71	76	0.040000
72	77	0.060000
73	78	0.080000
74	79	0.060000

```

[[Model]]
  Model(mod_rate)
[[Fit Statistics]]
  # fitting method = leastsq
  # function evals = 61
  # data points = 75
  # variables = 3
  chi-square = 0.07183701
  reduced chi-square = 9.9774e-04
  Akaike info crit = -515.313274
  Bayesian info crit = -508.360810
[[Variables]]
  c3: 0.27498968 +/- 0.08731044 (31.75%) (init = 23)
  c1: 7.7614e-06 +/- 18.5757924 (239336007.20%) (init = 1)
  c2: 0.31559561 +/- 0.08236123 (26.10%) (init = 1)
[[Correlations]] (unreported correlations are < 0.100)
  C(c3, c2) = 0.986
  C(c3, c1) = 0.868
  C(c1, c2) = 0.814
  
```

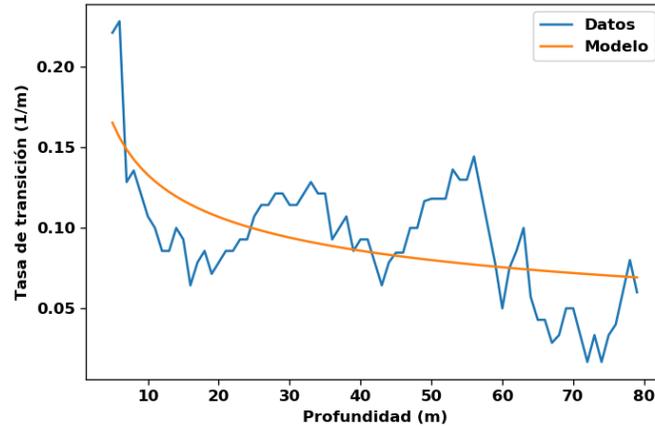


Figura 49. Resultado de Modelo de Capas y curva de Tasa de Transición para suelos (DE). Fuente: MARN

6. Selección de registros acelerográficos en condición de suelo firme por zona homogénea

En este apartado se abordará el procedimiento para llevar a cabo la selección de registros acelerográficos (acelerogramas) idóneos para ser aplicados en el lecho rocoso de los perfiles de suelo recabados en nuestra base de datos, para luego realizar la evaluación unidimensional de la respuesta de sitio.

Es necesario aclarar, que dichos acelerogramas deben ser transferidos a respuestas registradas en roca, con el fin de ser congruente, tanto con la amenaza sísmica imperante en un determinado sitio, como con la física de propagación de ondas sísmicas (a lo largo de una columna de suelo) a partir de un estrato competente considerado como suelo

Dado que la mayoría de acelerogramas son obtenidos habitualmente de estaciones acelerográficas emplazadas en superficie, es menester realizar una pertinente deconvolución de dicho registro hacia el estrato considerado como rocoso. Lo anterior, se podría efectuar fácilmente si se conociese a detalle la estructura geológica y velocidades de ondas de corte del suelo junto a su función de transferencia o amplificación, sin embargo, esto no siempre es posible, por lo que se deben llevar a cabo otro tipo de mecanismos para lograr dicho objetivo.

Uno de ellos, es poder contar con los resultados de los escenarios sísmicos más probables de ocurrir en los sitios de interés, a partir de una desagregación de la amenaza sísmica, (ya sea determinística o probabilística), obtenida sobre condiciones de suelo firme, considerando tanto la fuente sísmica que origina el escenario como el período de retorno asociado a los niveles de aceleración obtenidos. Estos escenarios sísmicos, también llamados sismos de control, son determinados tanto para cada uno de los períodos de retorno considerados, como para medidas de intensidad sísmica específicas (como PGA y Aceleración espectral), los cuales logren cubrir lo mayor posible todo el espectro de amenaza uniforme derivado de la amenaza sísmica.

Teniendo acceso a los espectros de amenaza uniforme (UHS, por sus siglas en inglés) de los sitios analizados, podría pensarse en realizar un ajuste (*matching*, en inglés) de los espectros de respuesta de cada registro acelerográfico con dicho UHS; para poder derivar acelerogramas modificados que se acoplen a la amenaza sísmica. Sin embargo, al hacer esto se podría estar incurriendo en representar una situación sísmica irreal, ya que cada una de las ordenadas espectrales del UHS poseen la misma probabilidad de exceder el nivel de aceleración en el período de retorno dado; lo cual lo convierte en un escenario imposible de suceder o con una probabilidad muy baja de ocurrir.

Para contrarrestar lo anterior, se hace uso de la técnica de construcción de espectros medios condicionales (CMS, por sus siglas en inglés) creada por el investigador Jack W. Baker de la Universidad de Stanford, de Estados Unidos. Esta técnica proporciona una predicción más realista y menos conservadora de la respuesta del sistema ante un sismo, ya que se ajusta a una aceleración espectral específica condicionándose a un período particular, determinando los valores de otros períodos a través de factores de correlación.

Una vez determinados los CMS para los sitios de interés, condicionados a períodos estructurales que cubran la banda espectral y para períodos de retorno específicos, se procede a realizar el proceso de *matching* de los registros acelerográficos en superficie, con el espectro CMS catalogado como objetivo. Este procedimiento se llevará a cabo mediante algoritmos conocidos desarrollados por la Universidad de Virginia, Estados Unidos, los cuales manifiestan la importancia de conservar el contenido frecuencial en los registros de una misma zona para ser utilizados en aplicaciones de ingeniería sísmica.

Cabe mencionar, que no se optó por la selección de registros acelerográficos ocurridos a nivel internacional, los cuales se alojan en bases de datos como la NGA-West del PEER de Estados Unidos, debido a que en El Salvador, se cuenta con una extensa base de registros acelerográficos, contenidos en nuestra plataforma virtual. Si bien en los acelerogramas, no se cuentan con niveles de aceleración considerables que corresponderían a períodos de retorno mayores (y los cuales podrían obtenerse de registros internacionales), se optó por realizar directamente el *matcheo* con los CMS provenientes de nuestra amenaza sísmica, para conservar tanto la forma y contenido frecuencial de nuestros propios acelerogramas registrados en el territorio salvadoreño.

Como parte del desarrollo de la primera etapa de la metodología de este trabajo (ver sección 3), esta selección se realizará para la localización geográfica de cada uno de los 15 sitios correspondientes a los pozos con ensayos Down-hole, sumándose un pozo adicional, ubicado en las cercanías de la Falla de San Vicente, donde también existe ensayo Down-hole. Respecto al desarrollo de la segunda etapa orientada a un análisis de zonas homogéneas, de manera conservadora, se utilizarán todos los registros obtenidos para los 16 sitios. A continuación, se explicará cada uno de los subtemas mencionados en esta introducción y se mostrará un ejemplo de selección de registros acelerográficos.

En la figura 50 se muestra un mapa con la ubicación de los 16 sitios donde existen pozos.

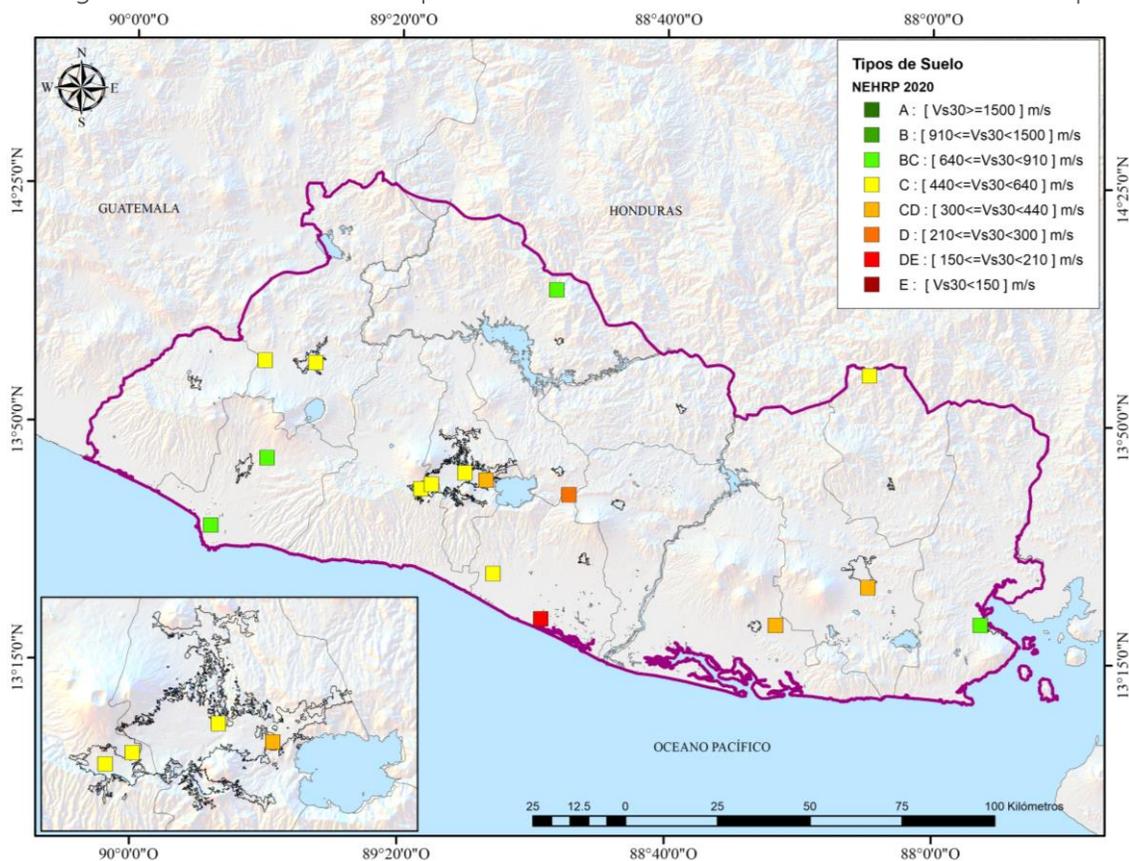


Figura 50. Ubicación de 16 sitios de pozos con ensayos Down-hole Fuente: MARN. 2020

6.1 Evaluación de la amenaza sísmica probabilística

Un estudio de amenaza sísmica permite estimar las aceleraciones máximas de un terreno mediante medidas de intensidad como el PGA (*Peak Ground Acceleration*, por sus siglas en inglés) y las aceleraciones espectrales (SA, *Spectral Acceleration*, por sus siglas en inglés) para un nivel de amortiguamiento dado, típicamente del 5%, a partir de modelos predictivos de dichas aceleraciones (llamados modelos de atenuación o ecuación de predicción del movimiento del terreno, GMPEs, por sus siglas en inglés), caracterización geotécnica del sitio en estudio y de la capacidad de generar sismos de determinada magnitud para las fuentes sísmicas conocidas en un área alrededor del punto de interés.

Actualmente, existen dos enfoques para la evaluación de la amenaza sísmica, a) el determinístico, donde se asumen valores para los parámetros del escenario sísmico más desfavorable, a través de la obtención de información sobre la tasa de actividad de la falla geológica que originará el sismo; y b) el enfoque probabilístico donde se consideran tanto, las incertezas aleatorias provenientes del catálogo sísmico utilizado, el tamaño o magnitud de los eventos sísmicos, su recurrencia y probabilidad de excedencia dado un periodo de retorno, como las incertidumbres epistémicas reflejadas sobre árboles lógicos en los modelos de atenuación (GMPEs) y concepción de fuentes sísmicas [Kramer, 1996].

6.1.1 Antecedentes de evaluaciones de amenaza sísmica

Durante las últimas 3 décadas, en El Salvador se han venido desarrollando estudios de amenaza sísmica, bajo un enfoque probabilista, destacando el importante nivel de peligrosidad existente en el territorio respecto a la activación de diversas fuentes sísmicas y la forma de atenuación de las ondas sísmicas.

Algunos de estos trabajos fueron realizados durante escenarios de post-emergencia, dejando distinguir nuevas fuentes y potenciales sísmicos importantes en zonas que se juzgaba que la peligrosidad no era tan marcada. Asimismo, se fue haciendo conciencia en la necesidad de considerar este tipo de productos al momento de llevar a cabo una actualización de las cargas sísmicas de diseño

En el año de 1994, se emitió el actual reglamento de diseño por sismo para El Salvador, el cual hasta la fecha, no ha sido actualizado. Este fue realizado por una compañía privada extranjera y un equipo de expertos del Universidad Autónoma de México (UNAM).

Fue en este esfuerzo, donde se desarrolló un mapa de amenaza sísmica probabilístico para un período de retorno de 500 años, considerando un catálogo sísmico de 2790 eventos, comprendidos entre los años de 1898 y 1988. (Ver figura 51). Asimismo, solamente fue utilizado un modelo de Atenuación (GMPE) para suelo firme, utilizando registros acelerográficos de Centroamérica; y no se consideró la incerteza epistémica de los modelos de atenuación y de otros parámetros.

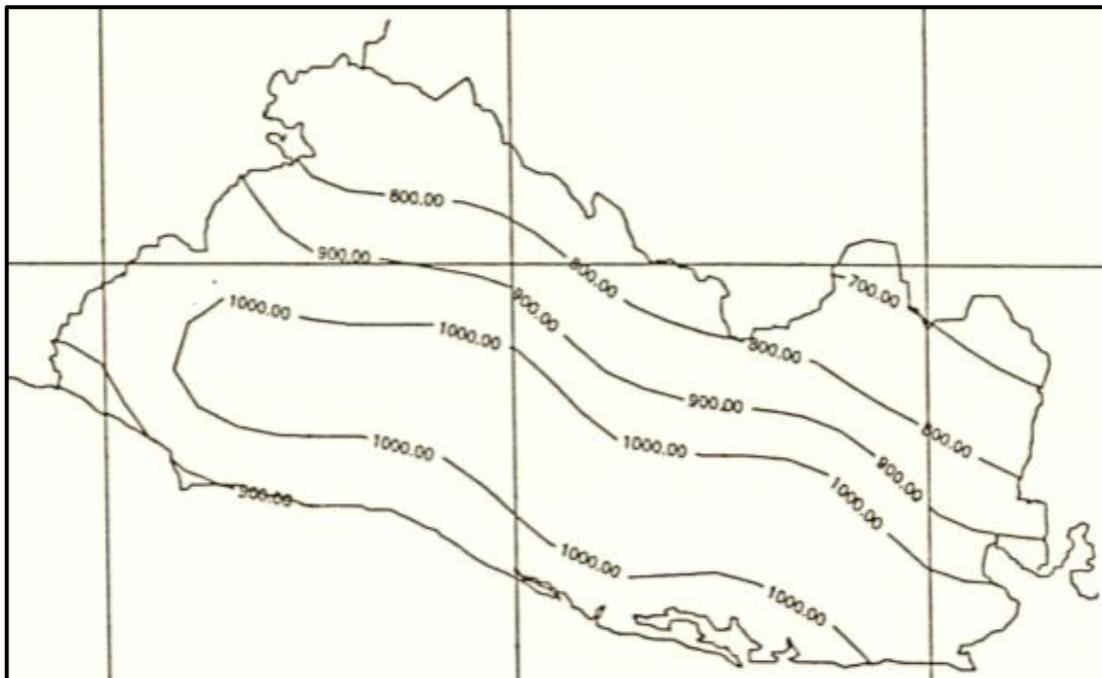


Figura 51. Mapa de amenaza sísmica probabilística para una medida de intensidad de PGA (Peak Ground Acceleration) en suelo firme para El Salvador (unidades en gal), en 1994. Fuente: Singh. et al. (1993)

Fue hasta el año de 2008, donde investigadores de la Universidad Politécnica de Madrid y el Gobierno de Noruega, realizaron una evaluación de la amenaza sísmica de El Salvador en el marco de un proyecto llamado RESIS II, el cual se realizó a nivel regional (América Central) y participaron especialistas de todos los países del área. En dicho proyecto se contó con información local actualizada de los bancos de datos sísmológicos y de movimiento sísmico fuerte de la región, datados desde 1522-2007.

Asimismo, se utilizaron árboles lógicos con diferentes GMPEs, para fuentes sísmicas específicas. Estos GMPEs fueron seleccionados mediante la técnica de residuos, la cual ayuda a conocer que tanto se ajustan los valores de aceleración de los registros acelerográficos con los valores proporcionados por los modelos de atenuación, considerando su desviación estándar. También se evaluaron tres períodos de retorno: 500, 1000 y 2500 años para una condición de suelo firme, se evaluaron diferentes ordenadas espectrales: PGA, SA (0.2 s) y SA (1.0 s) y se hizo una desagregación sísmica en San Salvador para las medidas de intensidad de PGA y SA (1.0 s). En la figura 52, se observa el mapa (PGA) para un período de retorno de 500 años.

En el año 2013, el Dr. Walter Salazar en su trabajo de investigación llamado "An Earthquake Catalogue for El Salvador and Neighbouring Central American Countries and its Implication in the Seismic Hazard Assessment", realiza un nuevo análisis de la amenaza sísmica de El Salvador, utilizando un nuevo catálogo sísmico datado desde 1528-2009 y otras consideraciones respecto a las áreas sismogénicas que influyen a El Salvador, asociadas a sus tipos de mecanismos focales predominantes.

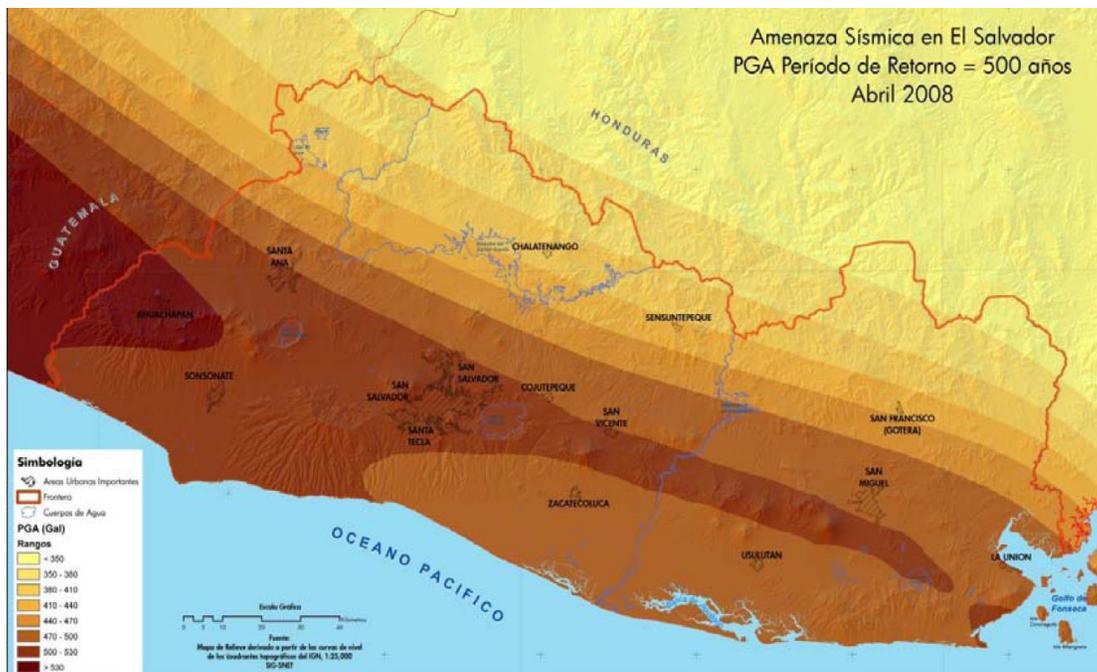


Figura 52. Mapa de amenaza sísmica probabilística para una medida de intensidad de PGA (en suelo firme) para El Salvador (unidades en gales), en 2008. Fuente: RESIS II, (Benito B., Marroquín G., 2008)

Asimismo, se llevó a cabo un análisis de metodologías para estimación de los parámetros de recurrencia, definidos como de Zona Rígida (mediante áreas y depuración de réplicas y premonitores: método estándar de Cornell-McGuire) y de Libre Zona (sin definición de zonas y utilizando todo el catálogo sin hacer depuraciones).

En este proyecto se utilizaron árboles lógicos con diferentes GMPEs para fuentes sísmicas específicas, sin embargo, no se hizo una selección y calibración de las mismas. Se llevó a cabo el análisis de dos períodos de retorno: 475 y 2475 años para una condición de suelo firme, se evaluó las ordenadas espectrales de PGA, SA (0.2 s) y SA (1.0 s) y se hizo una desagregación sísmica en San Salvador para PGA. En la figura 53, se puede observar el mapa obtenido para una medida de PGA y un período de retorno de 475 años.

En el año 2017, la Fundación *Global Earthquake Model* (GEM), en conjunto con la Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional (USAID), desarrollaron el proyecto "Evaluación de Amenaza y Riesgo Sísmico en El Caribe y América Central" (CCARA por sus siglas en inglés).

En este proyecto, se utilizaron nuevas formas innovadoras de representar y caracterizar tanto los modelos de fuentes sísmicas de la región Centroamericana (Desde México hasta Panamá) como la manera de seleccionar los modelos de atenuación para predecir los movimientos del terreno. Finalmente, se generaron diversos mapas de amenaza sísmica probabilística para diferentes períodos de retorno: 73, 174, 475, 975 y 2475 años.

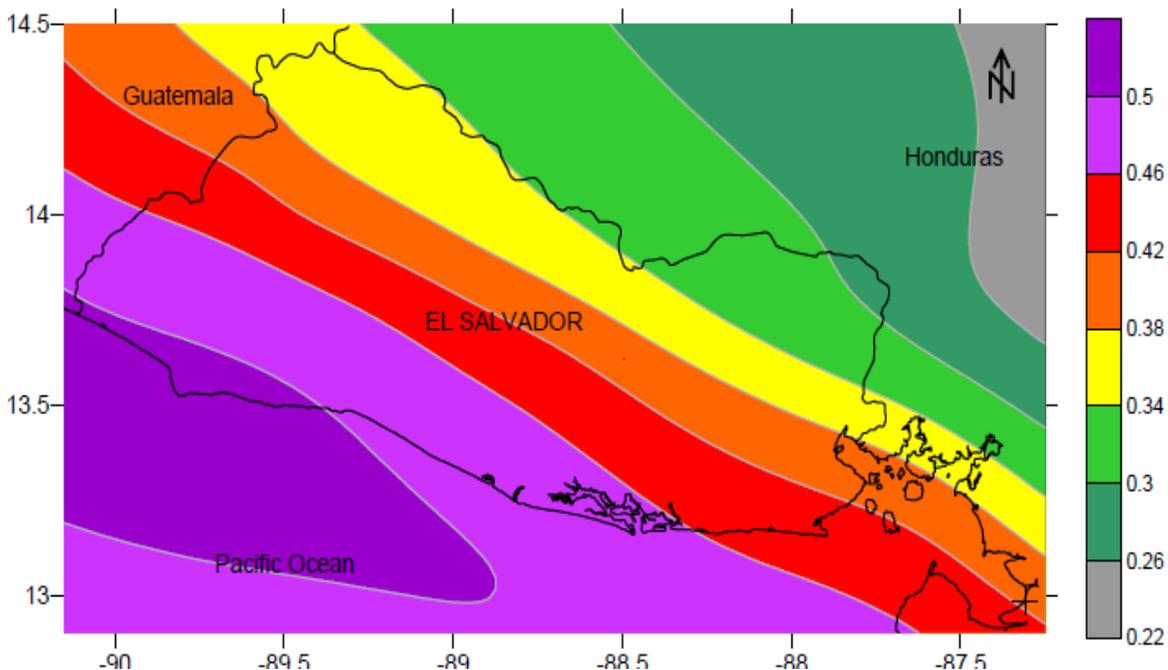


Figura 53. Mapa de amenaza sísmica probabilística para una medida de intensidad de PGA (en suelo firme) para El Salvador (unidades en gales), en 2013. Fuente: Salazar, W. (2013)

El catálogo sísmico utilizado en este proyecto correspondió desde 1522 al 2015 y fue compilado a través de diversas fuentes de información sísmológica. Asimismo, se utilizaron árboles lógicos con diferentes GMPEs para fuentes sísmicas específicas. Las ordenadas espectrales evaluadas fueron: PGA, SA (0.1 s), SA (0.2 s), SA (1.0 s) y SA (2.0 s); y no se evaluó ninguna desagregación sísmica.

Lo interesante de este esfuerzo de GEM es la manera de considerar la influencia tanto de la sismicidad distribuida en el territorio como la interacción con las fallas geológicas locales, donde estas últimas han sido compiladas a través de una base de datos y se le ha asignado una tasa de actividad máxima probable de acuerdo a los resultados de diferentes investigadores sobre dichas fallas.

A continuación, se muestra en la figura 54 los resultados para una medida de intensidad de PGA en suelo firme con $V_{s30} = 760$ m/s y 475 años de período de retorno. De igual manera, se observan las fallas geológicas consideradas en el análisis. Es a raíz de este proyecto que el Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) firma un convenio o carta de entendimiento con GEM para poder apoyar el desarrollo de las capacidades técnicas en la evaluación de la amenaza y riesgo sísmico en El Salvador, donde el principal componente radica en la transferencia de la base de datos acelerográfica que el MARN posee y ha venido compilando a través de los años, y la cual se ha manejado para que sea utilizable en los algoritmos que GEM ha realizado.

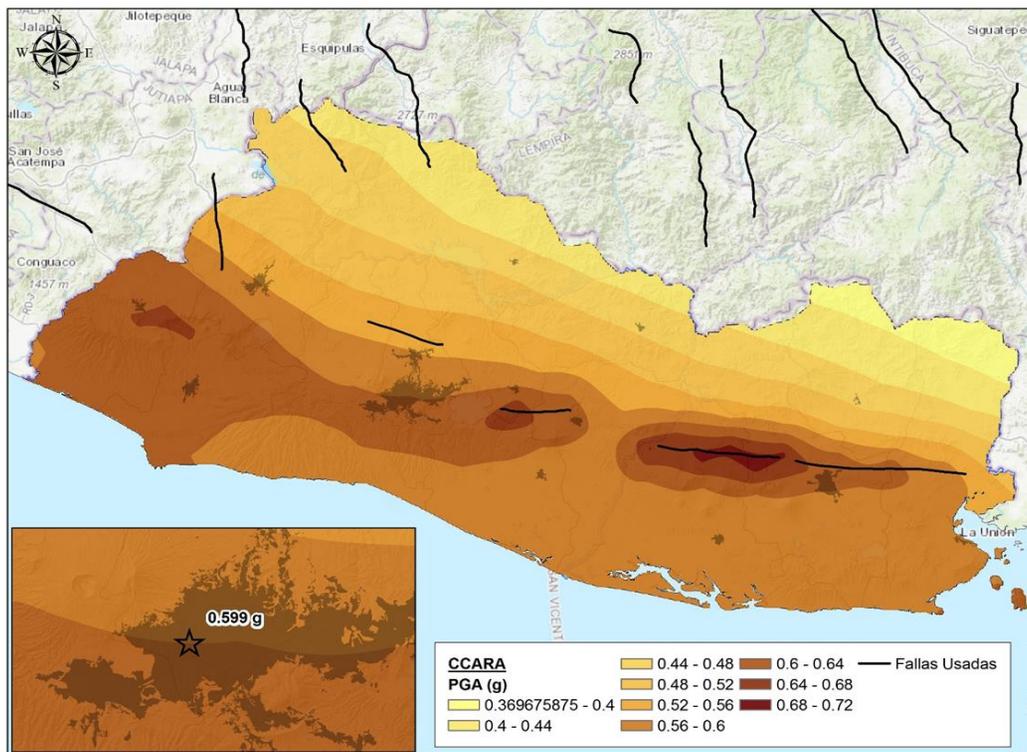


Figura 54. Mapa de amenaza sísmica probabilística para una medida de intensidad de PGA (en suelo firme para El Salvador (unidades en g), en 2013. Fuente: CCARA Project, 2017

Asimismo, y en el marco del proyecto que se tiene con el BID para la actualización de la normativa de diseño por sismo, se ha realizado una nueva modelación de la amenaza sísmica concentrándose en actualizar la sismicidad contenida en los catálogos, la selección de los modelos de atenuación, la definición de geometría de subducción frente a las costas salvadoreñas y la robustez en la definición de fallas locales que influyen sísmicamente al territorio salvadoreño.

Lo anterior, orientado a mejorar la resolución de la calidad del mapa en términos de los niveles de aceleración presentados. En el siguiente apartado se mostrarán los nuevos mapas de amenaza obtenidos para ejecutar de nuevo la amenaza sísmica probabilística.

6.1.2 Actualización de evaluación de amenaza sísmica

Los detalles de actualización de la evaluación de la amenaza sísmica están contenidos en el documento "Reevaluación de amenaza sísmica de El Salvador" (de acá en adelante nombrado como DTO-AMENAZA2019) realizado por Luis Mixco del MARN, en el 2019.

El objetivo de DTO-AMENAZA2019 fue realizar una actualización del modelo de amenaza sísmica bajo un enfoque probabilístico y producir mapas de amenaza sísmica de El Salvador, para diferentes períodos de retorno y diferentes ordenadas espectrales.

Lo anterior, utilizando las herramientas más novedosas hasta la fecha para el cálculo de peligrosidad sísmica, considerando el estado del arte actual relacionado a la concepción de fuentes sísmicas en ambientes tectónicos donde tanto la sismicidad superficial como de subducción son imperantes.

Esencialmente, esta actualización se basó en utilizar la misma metodología de GEM, volviéndose a generar los archivos de entrada, entre los cuales se encuentran siguientes:

- a) La conformación del catálogo sísmico hasta el año 2019, con información de diferentes tipos de magnitud y parámetros focales de sismos importantes.
- b) Depuración de réplicas y premonitores para mantener un proceso de Poisson.
- c) Construcción de nuevas secciones transversales para definir la losa de subducción y separar las fuentes de Interfase e Intraplaca; junto a la asignación de probabilidades de ruptura y distribuciones de frecuencias de magnitud asociadas, tratando de describir su tasa anual de ocurrencia de sismos.
- d) La elección de modelos de atenuación mediante métodos de clasificación o ranqueo basados tanto, en análisis de residuos, como la consideración de la variabilidad aleatoria de la desviación estándar o errores nativos de cada modelo GMPE; con el objetivo de calcular la probabilidad de ocurrencia de los datos observados mediante el uso de una distribución de probabilidades de las GMPEs.

- e) Integración de análisis de sismicidad distribuida o suavizada en el territorio interactuando con la actividad de fallas geológicas locales, donde estas últimas han sido compiladas a través de base de datos de investigadores de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM), asignándoles una tasa de actividad máxima probable de acuerdo a los resultados obtenidos por dichos investigadores.

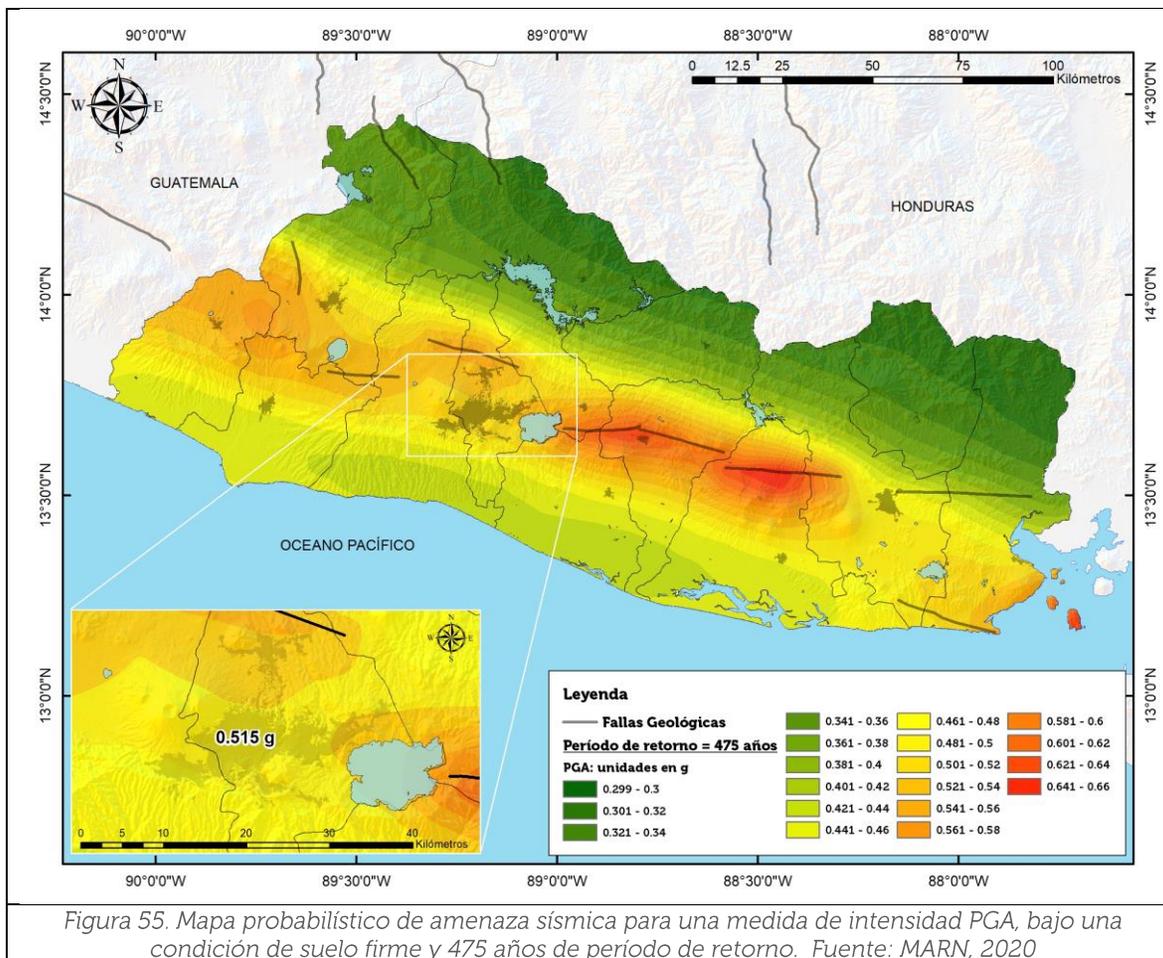
La ejecución de la evaluación probabilística de la amenaza sísmica se llevó a cabo en el software *OpenQuake Engine* de GEM, versión 3.9.0, el cual tiene un módulo específico para este tipo de análisis. Este es un software de código libre basado en un lenguaje de programación de Python. Este programa está orientado para poder determinar el riesgo sísmico a través de varios módulos, calculadoras y librerías computacionales, que definen los componentes del riesgo; ya sea vulnerabilidad y amenaza.

Las modelaciones de la amenaza sísmica se han desarrollado para toda la región del territorio de El Salvador, con una resolución espacial de 5 km, debido al tiempo y recursos necesarios para el procesamiento. Se han utilizado árboles lógicos donde se considera la incertidumbre epistémica de los GMPEs para las fuentes corticales y de subducción. Asimismo, todas las ejecuciones fueron hechas considerando una condición de sitio basado en suelo firme, correspondiente a un valor de V_{s30} de 760 m/s.

Fueron considerados un total de siete periodos de retorno (PR = 17, 37, 73, 174, 475, 975, 2475), con el fin de abarcar la mayoría de escenarios sísmicos y sus respectivos niveles de intensidad, a ser aplicados en la evaluación de respuesta de sitio, así como también, trece medidas de intensidad (PGA, SA(0.1s, 0.1333s, 0.2s, 0.3s, 0.5s, 0.6s, 0.8s, 1.0s, 1.5s, 2.0s, 2.5s y 3.0s)], para lograr una clara definición de la forma espectral de los espectros de amenaza uniforme (UHS). De estas trece medidas de intensidad, se seleccionaron únicamente cuatro, para realizar el análisis de desagregación sísmica en los 16 sitios de pozos. Más detalles sobre la desagregación sísmica se explicarán más adelante.

En la figura 55 se muestran los resultados de amenaza sísmica para la medida de intensidad de PGA, obtenidos para un 10% probabilidad de excedencia en un tiempo de investigación de 50 años (comúnmente asociado a la vida útil de una edificación), correspondiente a un período de retorno de 475 años.

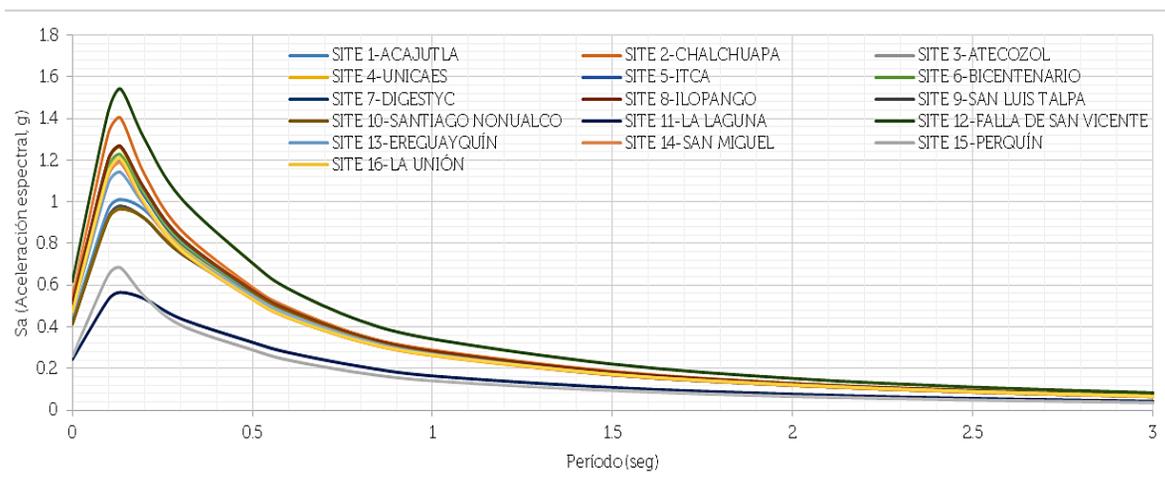
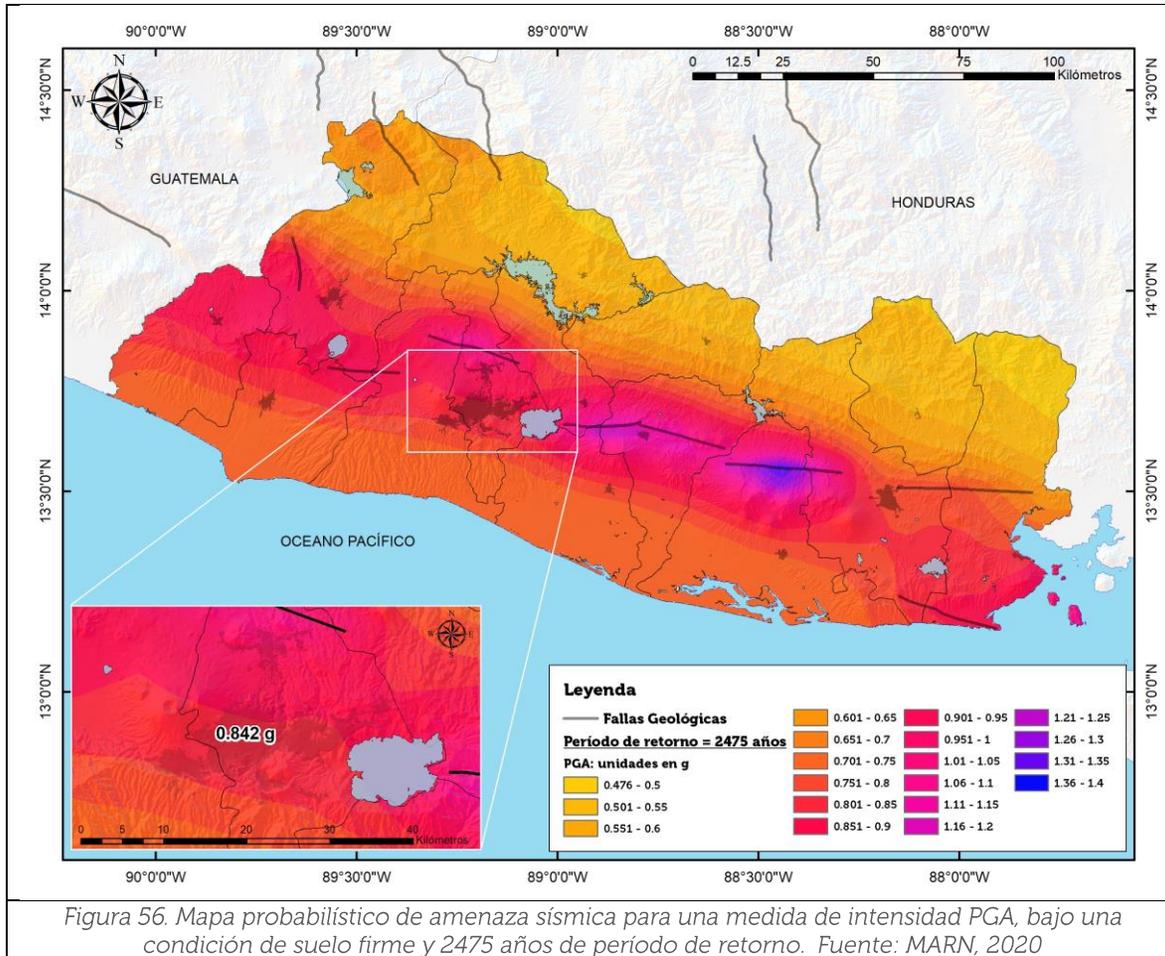
De igual manera, en la figura 56 se presentan los niveles de aceleración para un período de retorno de 2475 años, asociados a un 2% de probabilidad de excedencia en un tiempo de investigación de 50 años (comúnmente asociado para diseñar estructuras importantes, tales como plantas nucleares, represas, etc.). De igual manera, estos valores son muy importantes conocer ya que en códigos sísmicos internacionales se asocian a los niveles de aceleración de terremotos máximos creíbles y que ayudan a establecer el margen de seguridad contra el colapso de una estructura en particular.



6.1.2.1 Espectros de amenaza uniforme

En la figura 57 se muestran los espectros de amenaza uniforme (UHS) para los 16 sitios correspondientes a los pozos, para todas las fuentes sísmicas, bajo una condición de suelo firme y un período de retorno de 475 años. En ellos se puede observar el importante nivel de aceleración concentrado en períodos cortos, donde en sitios más cercanos a la costa, la influencia sísmica de la fuente de subducción Intraplaca se vuelve más dominante y en sitios cercanos a las fallas geológicas en territorio, la sismicidad cortical es la que contribuye más a la amenaza; evidenciándose en los sismos de control determinados en el cálculo de la desagregación sísmica. (Ver apartado 6.1.2.2)

Como se mencionaba antes, cada una de las ordenadas del espectro UHS presentan la misma probabilidad de excedencia en el tiempo de estudio analizado; convirtiéndolo en un espectro muy conservador. Es decir, que en la realidad es muy difícil que el espectro de respuesta de un registro acelerográfico, logre cumplir con todos los niveles de aceleración del UHS durante el terremoto. Por lo anterior, y para fines de selección de registros acelerográficos es menester generar espectros que sean representativos de un lugar, como lo son los espectros medios condicionales (CMS).



6.1.2.2 Desagregación sísmica

Para conocer cuáles son los escenarios sísmicos más importantes que contribuyen a la amenaza sísmica para un lugar en específico, una propia medida de intensidad y un período de retorno definido, es necesario realizar un cálculo de desagregación sísmica, con objeto de conocer cuál es el par (Magnitud y Distancia de Ruptura) más probable que ocurra en el tiempo de investigación analizado.

Por lo que se construyen gráficos tridimensionales donde se observan las contribuciones parciales de distintos intervalos de magnitud y distancia a los diferentes movimientos del terreno. Con ello, se trata de tener una idea de los sismos de control que más contribuyen a los movimientos de corto y largo periodo del movimiento. Se seleccionó solamente una sola combinación (para las tres fuentes sísmica= de modelos de atenuación, correspondiente a aquella que poseía más peso dentro de los árboles lógicos. La combinación de GMPEs es la siguiente: cortical: **AkkarEtAIRhyps2014**, subducción intraplaca: **AbrahamsonEtAl2015SSlab** y subducción interfase: **YoungsEtAl1997SInter**.

Los resultados de desagregación sísmica se han obtenido para la ubicación de los 16 sitios donde existen pozos con información de estructura de velocidades de corte, donde se identifica la influencia de las dos fuentes sísmicas dominantes en la amenaza sísmica: cortical y subducción intraplaca. En cambio, la subducción interfase no acentuaba sismos de control para cada uno de los 16 sitios.

El cálculo se realizó para los siete períodos de retorno y cuatro medidas de intensidad asociados a cuatro períodos estructurales [PGA, SA (0.1333s, 0.5s y 0.15s], con el objetivo de abarcar las porciones de alta (5-10 Hz), media (1-5 Hz) y baja frecuencia (0.5-1 Hz) del UHS. A manera de ejemplo, en las figuras de la 58 a la 61, se muestran los resultados de desagregación sísmica para el sitio 1, correspondiente al pozo ubicado en Acajutla; para las cuatro medidas de intensidad y un período de retorno de 475 años. Es evidente, la influencia de la fuente de subducción intraplaca, con sismos del orden de Mw 7.7, debido esencialmente por la localización del pozo, próximo a la costa, dejando sobre el sitio menor contribución de amenaza proveniente de sismos superficiales.

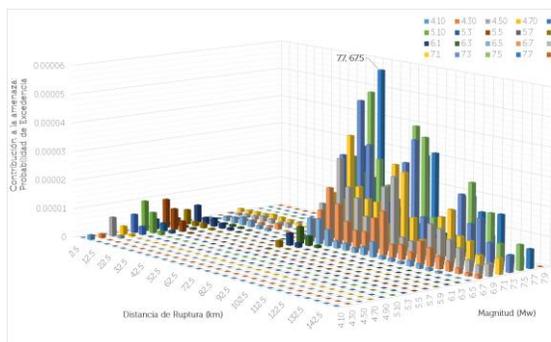


Figura 58. Desagregación sísmica para PGA y período de retorno: 475 años, en sitio 1: Acajutla

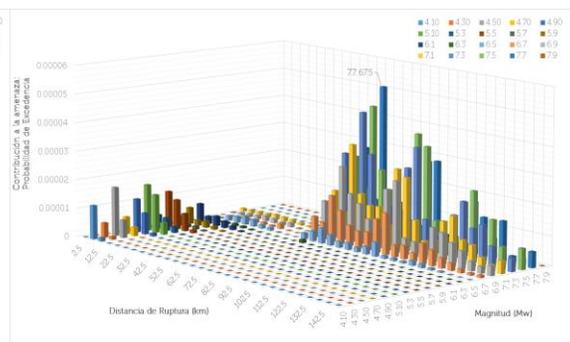


Figura 59. Desagregación sísmica para SA (0.1333 s) y período de retorno: 475 años, en sitio 1: Acajutla

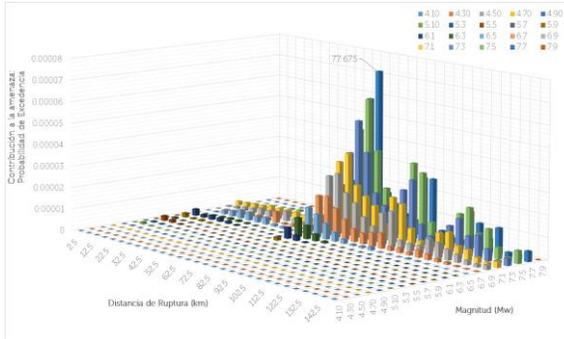


Figura 60. Desagregación sísmica para SA (0.5 s) y período de retorno: 475 años, en sitio 1: Acajutla

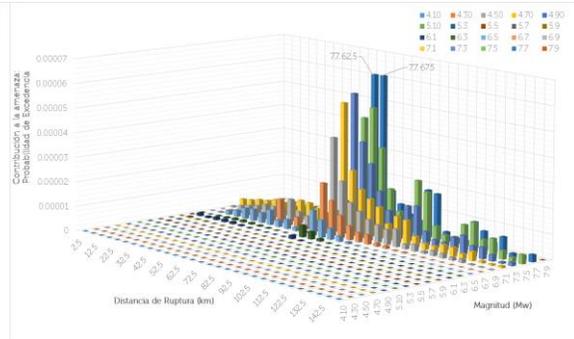


Figura 61. Desagregación sísmica para SA (1.5 s) y período de retorno: 475 años, en sitio 1: Acajutla

Por otro lado, en las figuras de la 62 a la 65, se observan los resultados de desagregación sísmica para el sitio 7, correspondiente al pozo ubicado en DIGESTYC. En comparación con los resultados del sitio de Acajutla, es claro que en este sitio ubicado en San Salvador, la activación de las fallas geológicas superficiales predomina en la peligrosidad sísmica sobre el sitio, destacándose sismos moderados del orden de Mw 5.5 a Mw 6.7.

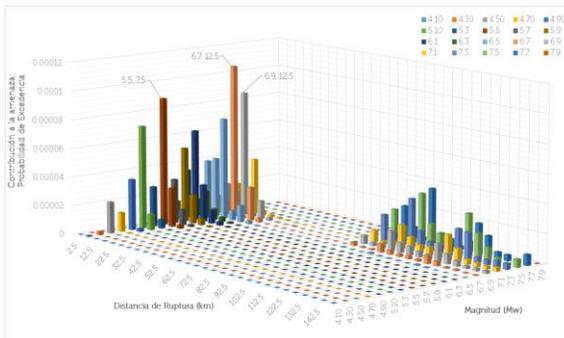


Figura 62. Desagregación sísmica para PGA y período de retorno: 475 años, sitio 7: DIGESTYC

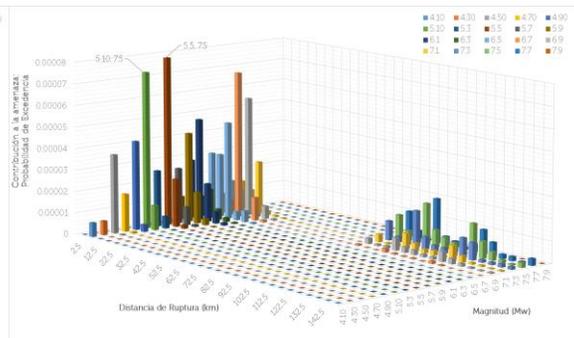


Figura 63. Desagregación sísmica para SA (0.1333 s) y período de retorno: 475 años, sitio 7: DIGESTYC

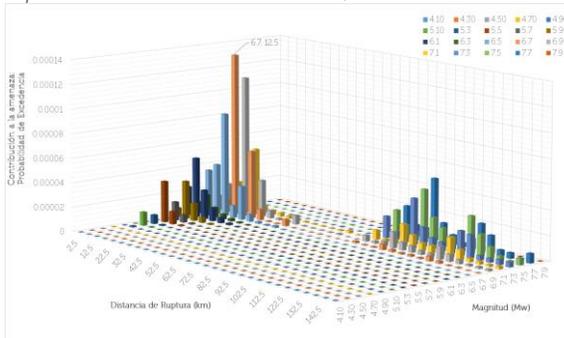


Figura 64. Desagregación sísmica para SA (0.5 s) y período de retorno: 475 años, sitio 7: DIGESTYC

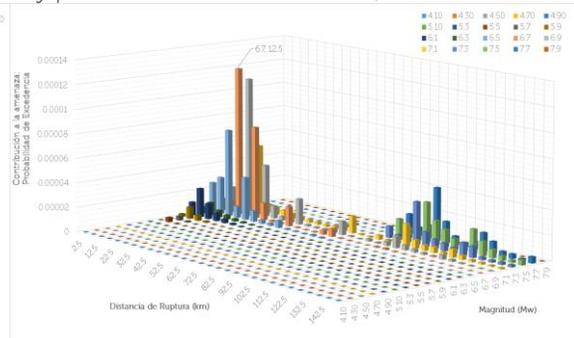


Figura 65. Desagregación sísmica para SA (1.5 s) y período de retorno: 475 años, sitio 7: DIGESTYC

De las figuras anteriores se puede destacar un dato importante, para el sitio de DIGESTYC, específicamente para la medida de intensidad de PGA, un sismo de magnitud (Mw 6.9) presenta aproximadamente la misma contribución al peligro sísmico que la de un sismo de magnitud (Mw 5.5); atribuyéndose a diferentes fallas geológicas, dada su variabilidad en la distancia de ruptura (7.5 y 12.5 km; respectivamente).

6.1.2.2.1 Contribuciones

En resumen, en la tabla 9 se presentan para un período de retorno de 475 años, las contribuciones de cada fuente sísmica a los 16 sitios de pozos, con el objetivo de seleccionar los sismos de control, a ser evaluados para la consecución, de los espectros medios condicionales. Esto se realizó también para los seis períodos de retorno restantes.

Tabla 9. Contribuciones por fuente sísmica a la peligrosidad en 16 sitios de pozos

Medida de intensidad	Fuentes corticales	Fuente subducción interfase	Fuente subducción intraplaca	Fuentes corticales	Fuente subducción interfase	Fuente subducción intraplaca	Fuentes corticales	Fuente subducción interfase	Fuente subducción intraplaca
SITIO 1: ACAJUTLA									
PGA	8 %	10 %	82 %	64 %	0 %	36 %	53 %	0 %	46 %
SA (0.1333 s)	14 %	4 %	82 %	64 %	11 %	25 %	65 %	0 %	35 %
SA (0.5 s)	8 %	33 %	58 %	59 %	4 %	36 %	52 %	7 %	41 %
SA (0.15 s)	27 %	39 %	33 %	70 %	8 %	22 %	66 %	11 %	24 %
SITIO 2: CHALCHUAPA									
PGA	73 %	0 %	27 %	63 %	0 %	37 %	64 %	0 %	36 %
SA (0.1333 s)	84 %	0 %	16 %	75 %	0 %	25 %	76 %	0 %	24 %
SA (0.5 s)	68 %	2 %	30 %	59 %	4 %	37 %	61 %	4 %	36 %
SA (0.15 s)	78 %	5 %	18 %	70 %	8 %	22 %	75 %	6 %	20 %
SITIO 3: ATECOZOL									
PGA	48 %	1 %	51 %	17 %	4 %	79 %	43 %	0 %	57 %
SA (0.1333 s)	62 %	0 %	38 %	24 %	2 %	75 %	59 %	0 %	41 %
SA (0.5 s)	41 %	11 %	48 %	21 %	21 %	58 %	51 %	0 %	49 %
SA (0.15 s)	57 %	16 %	28 %	29 %	45 %	26 %	77 %	0 %	23 %
SITIO 4: UNICAES									
PGA	66 %	0 %	34 %	11 %	6 %	83 %	69 %	0 %	31 %
SA (0.1333 s)	79 %	0 %	21 %	16 %	3 %	81 %	80 %	0 %	20 %
SA (0.5 s)	62 %	3 %	35 %	14 %	27 %	60 %	68 %	3 %	29 %
SA (0.15 s)	76 %	5 %	19 %	32 %	33 %	35 %	81 %	4 %	15 %
SITIO 5: ITCA									
PGA	53 %	0 %	47 %	17 %	0 %	83 %	69 %	0 %	31 %
SA (0.1333 s)	66 %	0 %	34 %	21 %	0 %	79 %	80 %	0 %	20 %
SA (0.5 s)	47 %	8 %	45 %	38 %	2 %	60 %	68 %	3 %	29 %
SA (0.15 s)	61 %	13 %	26 %	72 %	2 %	26 %	81 %	4 %	15 %
SITIO 6: BICENTENARIO									
PGA	57 %	0 %	43 %	85 %	0 %	15 %	69 %	0 %	31 %
SA (0.1333 s)	70 %	0 %	30 %	91 %	0 %	9 %	80 %	0 %	20 %
SA (0.5 s)	51 %	7 %	42 %	81 %	1 %	18 %	68 %	3 %	29 %
SA (0.15 s)	64 %	11 %	25 %	83 %	4 %	13 %	81 %	4 %	15 %
SITIO 7: DIGESTYC									
SITIO 8: AEROPUERTO DE ILOPANGO									
SITIO 9: SAN LUIS TALPA									
SITIO 10: SANTIAGO NONUALCO									
SITIO 11: LA LAGUNA									
SITIO 12: FALLA DE SAN VICENTE									
SITIO 13: EREGUAYQUÍN									
SITIO 14: SAN MIGUEL									
SITIO 15: PERQUÍN									
SITIO 16: LA UNIÓN									

6.1.2.2.2 Sismos de control

Una vez determinadas las contribuciones, se procede a determinar los escenarios o sismos de control para cada una de las fuentes sísmicas dominantes, las cuales resultaron ser: cortical y subducción intraplaca. En las tablas 10 y 11 se muestran los sismos de control para los sitios de Acajutla y DIGESTYC; respectivamente, para cuatro medidas de intensidad y siete períodos de retorno. En el Anexo ## se muestran para los restantes.

En las tablas aparecen marcado con fondo amarillo, aquellos escenarios o sismos de control a los cuales se les determinará el aporte entregado por el modelo de atenuación (GMPE) de cada fuente, proceso necesario para realizar el cálculo de los espectros medios condicionales (CMS).

Tabla 10. Sismos de control en sitio 1: Acajutla para los siete períodos de retorno

SITIO 1: ACAJUTLA														
PGA (g)	17 años - 95% en 50 años				PGA (g)	174 años - 25% en 50 años				PGA (g)	2475 años - 2% en 50 años			
0.102	Cortical		Subducción Intraplaca		0.303	Cortical		Subducción Intraplaca		0.714	Cortical		Subducción Intraplaca	
	Mw	Rjb	Mw	Rjb		Mw	Rjb	Mw	Rjb		Mw	Rjb	Mw	Rjb
PGA	4.5	12.5	6.7	67.5	PGA	5.1	7.5	7.7	67.5	PGA	5.5	7.5	7.7	67.5
SA (0.1333s)	4.1	12.5	6.7	67.5	SA (0.1333s)	4.5	7.5	7.7	67.5	SA (0.1333s)	5.5	7.5	7.7	67.5
SA (0.5s)	5.1	12.5	6.9	62.5	SA (0.5s)	5.5	7.5	7.7	67.5	SA (0.5s)	6.1	7.5	7.7	67.5
SA (1.5s)	5.5	12.5	6.9	62.5	SA (1.5s)	7.1	12.5	7.7	67.5	SA (1.5s)	7.1	12.5	7.7	67.5
PGA (g)	37 años - 75% en 50 años				PGA (g)	475 años - 10% en 50 años								
0.150	Cortical		Subducción Intraplaca			Cortical		Subducción Intraplaca						
	Mw	Rjb	Mw	Rjb		Mw	Rjb	Mw	Rjb					
PGA	4.1	7.5	6.9	67.5	PGA	5.5	7.5	7.7	67.5					
SA (0.1333s)	4.1	7.5	6.9	67.5	SA (0.1333s)	4.5	7.5	7.7	67.5					
SA (0.5s)	5.5	12.5	7.7	62.5	SA (0.5s)	6.1	7.5	7.7	67.5					
SA (1.5s)	7.1	12.5	7.1	62.5	SA (1.5s)	7.1	12.5	7.7	67.5					
PGA (g)	73 años - 50% en 50 años				PGA (g)	975 años - 5% en 50 años								
0.211	Cortical		Subducción Intraplaca		0.545	Cortical		Subducción Intraplaca						
	Mw	Rjb	Mw	Rjb		Mw	Rjb	Mw	Rjb					
PGA	4.5	7.5	7.7	67.5	PGA	5.5	7.5	7.7	67.5					
SA (0.1333s)	4.1	7.5	7.7	67.5	SA (0.1333s)	5.1	7.5	7.7	67.5					
SA (0.5s)	5.5	12.5	7.7	62.5	SA (0.5s)	6.1	7.5	7.7	67.5					
SA (1.5s)	6.7	17.5	7.7	62.5	SA (1.5s)	7.1	12.5	7.7	67.5					

Tabla 11. Sismos de control en sitio 7: DIGESTYC para los siete períodos de retorno

SITIO 7: DIGESTYC														
PGA (g)	17 años - 95% en 50 años				PGA (g)	174 años - 25% en 50 años				PGA (g)	2475 años - 2% en 50 años			
0.118	Cortical		Subducción Intraplaca		0.350	Cortical		Subducción Intraplaca		0.836	Cortical		Subducción Intraplaca	
	Mw	Rjb	Mw	Rjb		Mw	Rjb	Mw	Rjb		Mw	Rjb	Mw	Rjb
PGA	4.1	7.5	6.9	97.5	PGA	6.7	12.5	7.7	97.5	PGA	6.7	12.5	7.7	97.5
SA (0.1333s)	4.1	7.5	6.9	97.5	SA (0.1333s)	5.1	7.5	7.7	97.5	SA (0.1333s)	5.5	7.5	7.7	97.5
SA (0.5s)	5.1	7.5	7.3	97.5	SA (0.5s)	6.7	12.5	7.7	97.5	SA (0.5s)	6.7	12.5	7.7	97.5
SA (1.5s)	6.7	22.5	7.1	97.5	SA (1.5s)	6.7	12.5	7.7	97.5	SA (1.5s)	6.9	12.5	7.7	97.5

PGA (g)	37 años - 75% en 50 años			
0.177	Cortical		Subducción Intraplaca	
	Mw	Rjb	Mw	Rjb
PGA	4.5	7.5	7.3	97.5
SA (0.1333s)	4.1	7.5	7.3	97.5
SA (0.5s)	6.7	12.5	7.7	97.5
SA (1.5s)	6.7	22.5	7.3	97.5

PGA (g)	475 años - 10% en 50 años			
0.507	Cortical		Subducción Intraplaca	
	Mw	Rjb	Mw	Rjb
PGA	6.7	12.5	7.7	97.5
SA (0.1333s)	5.5	7.5	7.7	97.5
SA (0.5s)	6.7	12.5	7.7	97.5
SA (1.5s)	6.7	12.5	7.7	97.5

PGA (g)	73 años - 50% en 50 años			
0.245	Cortical		Subducción Intraplaca	
	Mw	Rjb	Mw	Rjb
PGA	5.1	7.5	7.3	97.5
SA (0.1333s)	4.5	7.5	7.3	97.5
SA (0.5s)	6.7	12.5	7.7	97.5
SA (1.5s)	6.7	12.5	7.3	97.5

PGA (g)	975 años - 5% en 50 años			
0.634	Cortical		Subducción Intraplaca	
	Mw	Rjb	Mw	Rjb
PGA	6.7	12.5	7.7	97.5
SA (0.1333s)	5.5	7.5	7.7	97.5
SA (0.5s)	6.7	12.5	7.7	97.5
SA (1.5s)	6.7	12.5	7.7	97.5

6.2 Espectro medio condicional (CMS)

El espectro medio condicional (CMS), creado por el investigador Jack W. Baker de la Universidad de Stanford, de Estados Unidos; proporciona una predicción más realista y menos conservadora de la respuesta del sistema ante un sismo, dado que el espectro de amenaza uniforme (UHS) no sería representativo de las aceleraciones espectrales en períodos alejados del período de interés [Baker, J. W., 2011]

Por tanto, el CMS se ajusta a una aceleración espectral condicionada a dicho período de interés, determinando los valores de otros períodos a través de factores de correlación. Estos factores de correlación indican cómo se relacionan en distintos periodos las diferencias entre los valores dados por un modelo de atenuación (GMPE), junto a su incerteza y el espectro de respuesta de aceleración de cada registro [López, I. A., 2016]. De acuerdo a [Baker, J. W., 2011], el UHS representa la envolvente de valores espectrales que poseen la misma probabilidad de excedencia, sin embargo, no informa acerca de la

probabilidad de exceder algún valor en particular. Es decir, el UHS proporciona para mayores valores de período (baja frecuencia), aceleraciones espectrales que pueden ser causadas por grandes sismos a distancias lejanas del sitio donde se está evaluando la amenaza sísmica, mientras que en periodos bajos, proporciona valores espectrales causados por sismos de mediano tamaño, cercanos al área de estudio [López, I. A., 2016].

En cambio, el CMS sostiene que la aceleración espectral para un periodo de interés estará mucho más relacionada (será parecida) con las aceleraciones espectrales de periodos cercanos a ella, y que dicha relación o semejanza de valores decae a medida que se aleja el par de valores de periodo que se están comparando [Carlton y Abrahamson, 2014].

Un aspecto clave a considerar en la determinación de los CMS, es definir primeramente que UHS utilizar; ya que el UHS puede generarse considerando todas las fuentes sísmicas, o bien discretizarlas y ser congruente al comparar los modelos de atenuación para cada fuente. Por ello, en este trabajo se han derivado la contribución de cada fuente sísmica para los siete periodos de retorno. A continuación, en las figuras de 66 a la 72, se muestran los diferentes UHS por fuente sísmica para el sitio 7 (DIGESTYC).

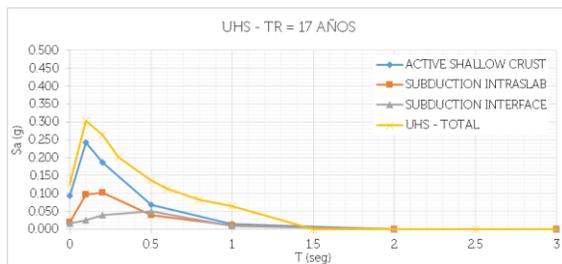


Figura 66. UHS por fuente sísmica para sitio 7: DIGESTYC, para un periodo de retorno de 17 años

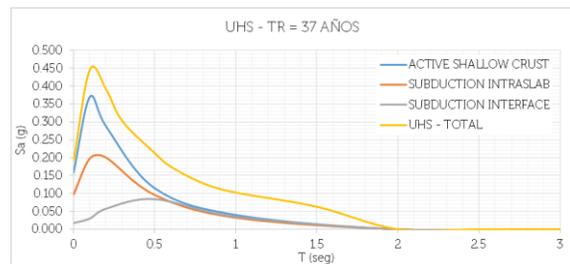


Figura 67. UHS por fuente sísmica para sitio 7: DIGESTYC, para un periodo de retorno de 37 años

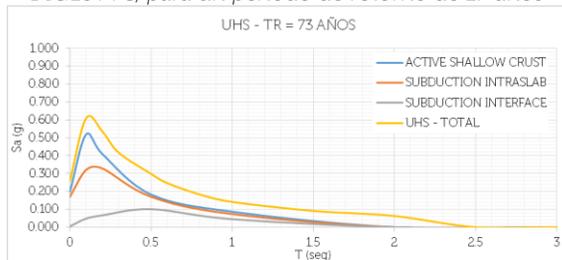


Figura 68. UHS por fuente sísmica para sitio 7: DIGESTYC, para un periodo de retorno de 73 años

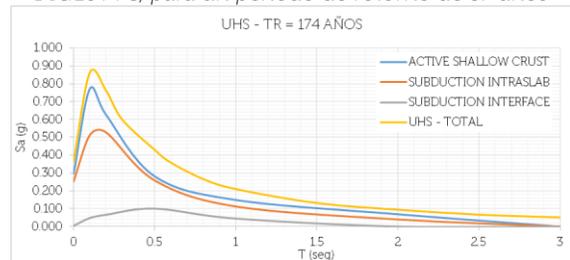


Figura 69. UHS por fuente sísmica para sitio 7: DIGESTYC, para un periodo de retorno de 174 años

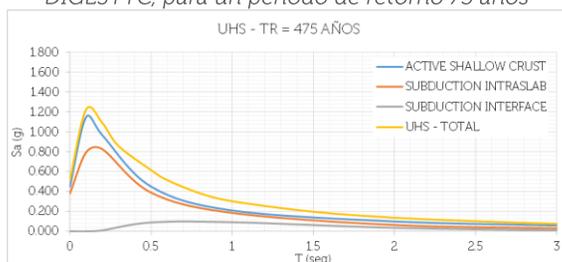


Figura 70. UHS por fuente sísmica para sitio 7: DIGESTYC, para un periodo de retorno de 475 años

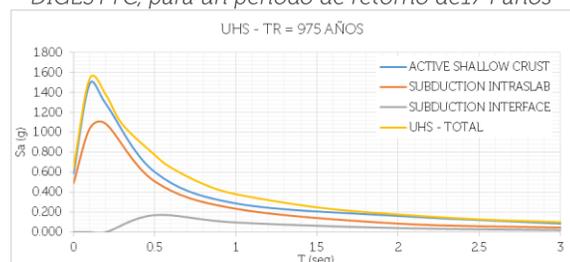


Figura 71. UHS por fuente sísmica para sitio 7: DIGESTYC, para un periodo de retorno de 975 años

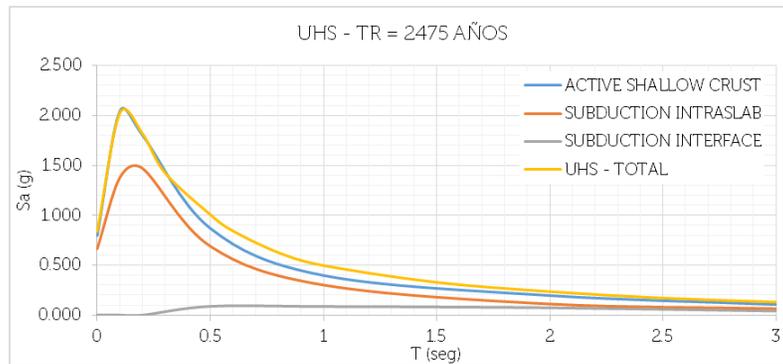


Figura 72. UHS por fuente sísmica para sitio 7: DIGESTYC, para un período de retorno de 2475 años

6.2.1 Proceso de generación de CMS

La construcción del CMS está basada en algunas hipótesis básicas [López, I. A., 2016]:

- Se asume como conocido un valor de aceleración espectral para un valor de período (Período Condicionante), obtenido directamente del Espectro de Amenaza Uniforme (UHS).
- Se escoge un modelo de atenuación alineado con los utilizados en el cálculo de la amenaza sísmica, respecto a una fuente sísmica en específico, a partir del cual se obtendrán los valores espectrales en periodos distintos al periodo condicionante.
- Se cuenta con un modelo estadístico (*Coficiente de Correlación de Pearson*) que relacione las diferencias espectrales entre cada par de períodos del vector de periodos a evaluar. Este modelo corresponde a los Coeficientes de Correlación (T_i, T_j).

Se presenta a continuación un breve resumen de los pasos necesarios para su obtención:

1. Se obtiene un UHS (por fuente sísmica) dada una probabilidad de excedencia, para obtener el valor de aceleración espectral en el periodo de interés (Periodo Condicionante, T^*).
2. Se desagregan los resultados de magnitud y distancia para el periodo de interés T^* , esto con el fin de obtener un valor de magnitud y de distancia representativos de la aceleración espectral en dicho periodo.
3. Usando un modelo de atenuación se obtiene un espectro de respuesta (SA_{GMPE}) y una desviación estándar (σ , usualmente entregada en los modelos de atenuación) para todo el vector de periodos, usando los valores de magnitud y de distancia determinados en el punto 2.

4. Se calcula la diferencia espectral (parámetro épsilon, ε) entre el Espectro de Amenaza Uniforme (SA_{UHS}) y el valor entregado por el modelo de atenuación (SA_{GMPE}) en el periodo T^* :

$$\varepsilon(T^*) = \frac{\ln[SA_{UHS}(T^*)] - \ln[SA_{GMPE}(T^*)]}{\sigma(T^*)} \quad (26)$$

5. Se obtiene un valor promedio para épsilon:

$$\bar{\varepsilon}(T_i) = \varepsilon(T^*) \cdot \rho(T_i, T^*) \quad (27)$$

6. Se calcula el Espectro Medio Condicional (CMS) para todos los periodos:

$$CMS(T_i) = SA_{GMPE} + \bar{\varepsilon}(T_i) \cdot \sigma(T_i) \quad (28)$$

Los valores de período condicionante corresponderán a los cuatro períodos estructurales PGA, SA (0.1333s, 0.5s y 0.15s], para cada uno de los 16 sitios; con el fin de abarcar las porciones de alta (5-10 Hz), media (1-5 Hz) y baja frecuencia (0.5-1 Hz) del espectro de amenaza uniforme.

6.2.1.1 Factores de correlación

Como se dijo antes, el comportamiento del CMS se puede modelar a través de factores de correlación, conocidos como coeficientes de correlación de Pearson, los cuales pueden informar de los valores esperados en otro valor de período, considerando la aceleración espectral que se tiene en el periodo condicionante. Estos valores esperados corresponden a las diferencias espectrales épsilon ε y los factores de correlación, de modo que teniendo el valor de épsilon en el periodo condicionante, se puede obtener el valor en los otros períodos, utilizando las ecuaciones 26, 27 y 28 [López, I. A., 2016].

De acuerdo a [Baker, J. W., 2011], en el cálculo del CMS se recomienda el uso de los factores de correlación determinados por [Baker y Jayaram, 2008]. Estos factores fueron determinados ocupando una base de datos con más de 2500 registros alrededor de zonas sísmicas activas con procesos sismogénicos del tipo subducción intraplaca o corticales, ocupando cuatro modelos de atenuación (GMPE) para eventos sísmicos de dicho tipo: (Abrahamson y Silva, 2008; Boore y Atkinson, 2008, Campbell y Bozorgnia, 2008, Chiou y Youngs, 2008). La definición del Coeficiente de Correlación se presenta en la ecuación 29, para distintos periodos T_1 y T_2 [López, I. A., 2016].

$$\rho_{\varepsilon(T_1), \varepsilon(T_2)} = \frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i(T_1) - \bar{\varepsilon}(T_1)) \cdot (\varepsilon_i(T_2) - \bar{\varepsilon}(T_2))}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i(T_1) - \bar{\varepsilon}(T_1))^2 \cdot \sum_{i=1}^n (\varepsilon_i(T_2) - \bar{\varepsilon}(T_2))^2}} \quad (29)$$

Donde i es un subíndice que recorre la cantidad de registros usados para el cálculo del coeficiente en ese par de periodos. Los valores $\bar{\varepsilon}(T_1)$ y $\bar{\varepsilon}(T_2)$ corresponden a las diferencias espectrales promedio para esos periodos (evaluados con la ecuación 27), es decir el valor medio reportado por los n registros.

Para la determinación automática de los CMS, se han utilizado los códigos escritos en Matlab por Jack Baker en el 2010 donde ya se posee un algoritmo robusto para solo introducir los parámetros de entrada, tales como los valores de aceleración espectral del GMPE a considerar, el período condicionante a definir y el valor de ϵ necesario.

Cabe mencionar, que lo ideal sería obtener los factores de correlación utilizando los registros acelerográficos de El Salvador, separando por fuente sísmica; sin embargo, se ha decidido utilizar estos coeficientes ya que si bien se han utilizado eventos sísmicos de fuentes sísmicas semejantes a las del país, el modelo de factores no presenta desviaciones estándar muy grandes, por lo que se estimó que pudiesen ser utilizados.

A manera de ejemplo, en las figuras de la 73 a la 76, se presenta el cálculo de los CMS para el sitio 7: DIGESTYC, considerando los cuatro periodos condicionantes [PGA, SA (0.1333s, 0.5s y 0.15s)], y un período de retorno de 475 años. Estos CMS se han realizado específicamente para los sismos de control de carácter cortical mostrados en la tabla 11; correspondiente a escenarios con (Mw 6.7 y R 12.5 km) para los periodos de [PGA, 0.5s y 0.15s] y de (Mw 5.5 y R 7.5 km) para SA (0.1333s). Por lo que se utilizará la GMPE de AkkarEtAIRhyp2014, proveniente de la amenaza sísmica (PSHA) para caracterizar el movimiento fuerte por la sismicidad cortical y se determinarán los valores de aceleración respecto a dichos escenarios. Como se enfatizó anteriormente, se utilizará el UHS definido para la fuente sísmica a la que se le quiere determinar el CMS. En este caso, será el UHS correspondiente a la contribución de la sismicidad superficial.

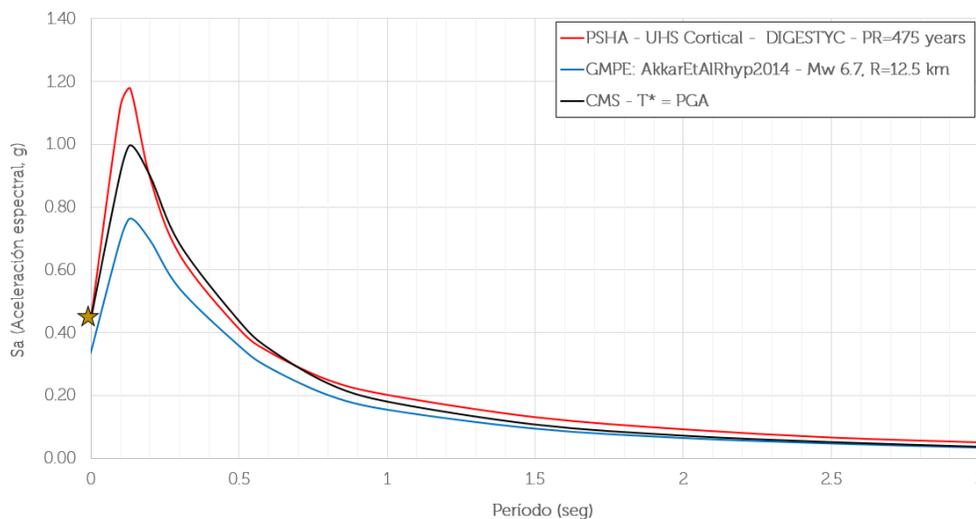


Figura 73. Determinación de CMS para sitio 7: DIGESTYC, para un período de retorno de 475 años, con período condicionante de (0.001 s) correspondiente a PGA. ϵ calculado = 0.36877249

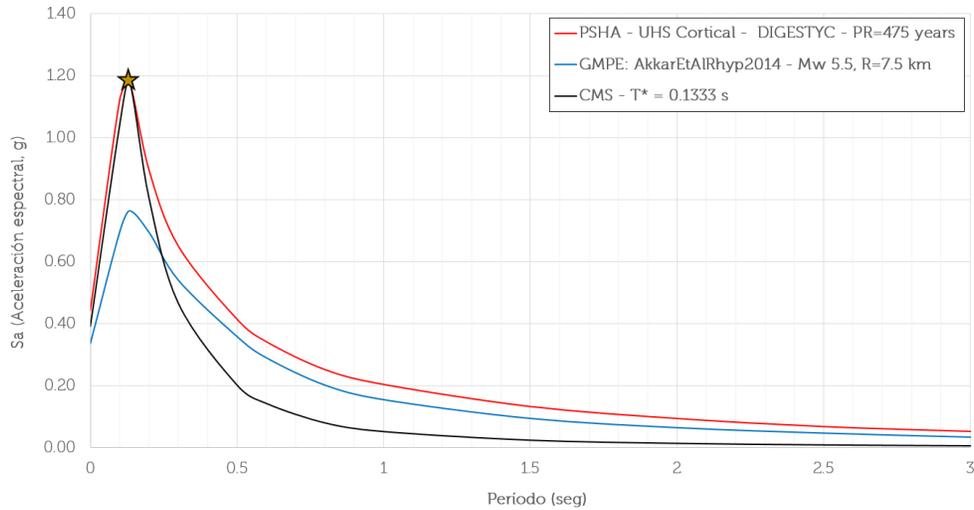


Figura 74 Determinación de CMS para sitio 7: DIGESTYC, para un período de retorno de 475 años, con período condicionante de SA (0.1333 s). Épsilon calculado = 1.340671206

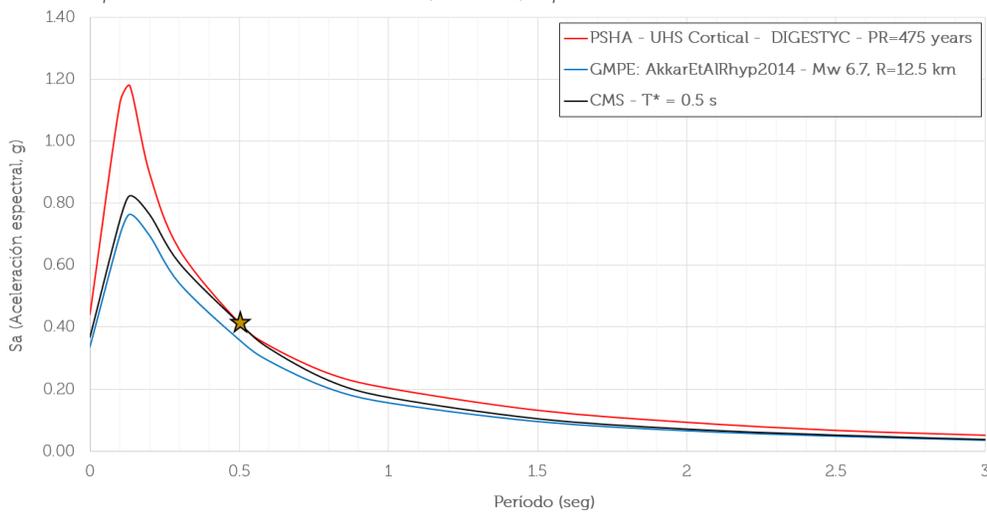


Figura 75. Determinación de CMS para sitio 7: DIGESTYC, para un período de retorno de 475 años, con período condicionante de SA (0.5s). Épsilon calculado = 0.178082972

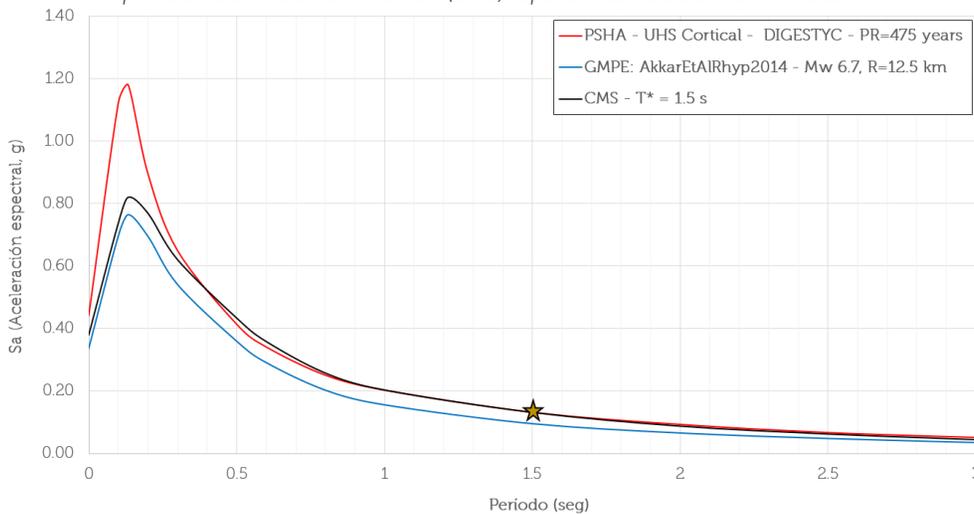


Figura 76. Determinación de CMS para sitio 7: DIGESTYC, para un período de retorno de 475 años, con período condicionante de SA (1.5s). Épsilon calculado = 0.39153204

6.3 Matcheo de registros a los CMS

En las últimas décadas, la ingeniería sísmica ha tenido un avance relevante en el desarrollo de enfoques adecuados para realizar análisis dinámicos (ya sea en estructuras como en respuesta de sitio), donde se utilizan registros tiempo-historia de aceleración. Lo habitual es utilizar un conjunto de acelerogramas registrados con magnitudes apropiadas, características de falla, mecanismos de ruptura, distancia de ruptura y condición del sitio que sean consistentes con una apropiada desagregación sísmica resultante de un estudio de peligrosidad para un sitio.

Sin embargo, hay pocas regiones del mundo donde se encuentran disponibles acelerogramas registrados con una amplia gama de características de sitios y fuentes, que se acoplen a los resultados de la desagregación. Por lo tanto, puede ser deseable escalar los movimientos del suelo existentes o desarrollar historiales de tiempo de aceleración de terremotos artificiales. [Adekristi, A., 2013].

Por un lado, los registros artificiales constituyen una herramienta conveniente porque es posible obtener un historial de tiempo de aceleración que es casi completamente compatible con un espectro de diseño objetivo [Bommer y Acevedo, 2004]. Sin embargo, los registros artificiales tienen algunas deficiencias para el análisis dinámico no lineal, relacionadas con el contenido de energía, número de ciclos y duración, en comparación a los registros reales.

Los registros artificiales pueden tener un gran número de ciclos y, por tanto, un contenido energético muy alto. Este problema se puede mitigar parcialmente mediante métodos de matcheo espectral que utilicen registros acelerográficos reales [Adekristi, A., 2013].

En esta sección se abordará el procedimiento para realizar el ajuste o matcheo de los espectros de respuesta de un registro acelerográfico con espectros objetivo correspondientes a los espectros medios condicionales (CMS) desarrollados en el apartado anterior; resultando en una modificación de los acelerogramas reales en el dominio del tiempo.

El método para realizar el matcheo se fundamentará en el estudio del investigador Armen Adekristi en el año 2013 de la Universidad Politécnica de Virginia, el cual ha desarrollado un algoritmo basado en el famoso código fuente RSPMatch2005. Se ha optado por utilizar este algoritmo ya que [Adekristi, A., 2013] demuestra en su trabajo que el método propuesto es capaz de igualar (matchear) el espectro objetivo mientras se preserva el desarrollo de energía y el contenido de frecuencia de los acelerogramas; propios de la fuente sísmica y del lugar donde se registran.

6.3.1 Algoritmo de matcheo espectral

El matcheo espectral se puede realizar en el dominio de la frecuencia o en el dominio del tiempo. Un enfoque común para la adaptación espectral en el dominio de la frecuencia consiste en ajustar los espectros de amplitud de Fourier.

Sin embargo, dado que los sismos no son estacionarios (debido a que sus características estadísticas del movimiento varían con el tiempo), existe una variación de sus amplitudes y de su contenido frecuencial (ambos dependientes del tiempo). Esta variación en el contenido de frecuencias obedece al proceso físico en la trayectoria de los sismos, donde el contenido de alta frecuencia llega primero, lo que significa que hay una tendencia a que las frecuencias dominantes en el movimiento del suelo cambien a frecuencias más bajas a medida que aumenta el tiempo. Por lo que, al utilizar el ajuste directo de los espectros de amplitud de Fourier, la variación del contenido de frecuencia del movimiento del suelo tiende a no conservarse bien. [Adekristi, A., 2013].

Por otro lado, existe el enfoque de matcheo espectral sobre el dominio del tiempo, el cual consiste en agregar (pequeñas ondas o trenes de ondas con un tiempo limitado, conocidas en inglés como “*wavelets*”) a los historiales de tiempo de aceleración. Un *wavelet* es una función matemática que define una forma de onda de duración limitada que tiene un promedio cero. La amplitud del *wavelet* normalmente comienza en cero, aumenta y luego disminuye de nuevo a cero [Adekristi, A., 2013].

Básicamente, el ajuste hecho a los registros acelerográficos, mediante la adición de “*wavelets*” conduce a correcciones más enfocadas en los historiales de tiempo de aceleración. Por lo tanto, se introduce menos energía en el movimiento del suelo y se conservan mejor los historiales de velocidad y desplazamiento. De acá nace la formulación del algoritmo realizado por [Abrahamson, 1992] y consecuentemente modificado por [Hancock et al., 2006] e integrado en el software RSPMatch, basado en un método de matcheo espectral utilizando “*wavelets*” de coseno corregido (*corrected tapered cosine wavelet*), pero considerando el proceso como un sistema lineal.

No obstante, de acuerdo a [Adekristi, A., 2013] el proceso de matcheo espectral **es un proceso inherentemente no lineal**. Ya que agregar ondas al historial de aceleración tiene un efecto no lineal en las ordenadas espectrales, porque el tiempo de respuesta máxima del sistema elástico de grado único de libertad (usado para calcular la ordenada espectral) puede cambiar. Por lo tanto, el software RSPMatch, en su versión 2005, utiliza factores de corrección para minimizar el efecto de la no-linealidad en sus resultados.

En este trabajo, se utilizará el algoritmo propuesto por el investigador Armen Adekristi en el año 2013 de la Universidad Politécnica de Virginia, llamado: “*Algoritmo para matcheo espectral de registros acelerográficos utilizando wavelets y el método*

Actualización de Broyden”, el cual se diferencia del algoritmo del software RSPMatch2005 en dos aspectos:

- a) Se permite cambiar el tiempo de respuesta máxima.
- b) Se emplea un algoritmo de solución no lineal, directamente.

Respecto a la consideración de soluciones no-lineales directas, se utiliza el método de actualización de Broyden. Este método no requiere un análisis de diferenciación y hace uso de la información asociada con el cambio en el desajuste espectral debido a las modificaciones de las “wavelets”; con el fin de aproximar la matriz Jacobiana, que se espera que sea un cálculo eficiente en comparación con el método Newton u otros esquemas de solución no lineal [Adekristi, A., 2013].

En definitiva, [Adekristi, A., 2013], realizó en su trabajo un estudio paramétrico numérico para obtener un conjunto de factores de ganancia que reducen el tiempo computacional y minimizan el desajuste de espectros; de igual manera, utilizando una función de trenes de ondas: coseno corregido (*corrected tapered cosine wavelet*) para prevenir la deriva en los historiales de tiempo de desplazamiento y velocidad. Mayor información sobre el algoritmo de [Adekristi, A., 2013], puede encontrarse en su propio trabajo de graduación.

6.3.2 Procedimiento de matcheo

El algoritmo de matcheo de [Adekristi, A., 2013] se implementa en un código de MATLAB, haciéndolo muy versátil en su utilización. A continuación, se resumen los pasos del procedimiento para el matcheo de registros a un espectro objetivo [Adekristi, A., 2013].

1. Ingresar la información requerida por el código, la cual incluye:
 - a. El registro acelerográfico que se quiere modificar, de preferencia en unidades en g, con los valores de aceleración en una sola columna.
 - b. La lista de períodos correspondientes al espectro objetivo (CMS) en seg.
 - c. Las ordenadas espectrales del espectro objetivo (CMS), en unidades en g
 - d. El índice de amortiguamiento (comúnmente del 5%),
 - e. Subconjuntos de períodos donde se realizará el matcheo, los cuales son los grupos de bandas de períodos en los que el algoritmo realizará el matcheo de una forma secuencial. Para evitar una solución divergente, se recomienda dividir los períodos en varios subconjuntos. Para nuestro caso, que se quiere matchear todo el espectro [rango medio de períodos (0,05s a 3 s)], se recomienda utilizar 2 subconjuntos de períodos, que van del período más pequeño al período medio y del período más pequeño al período máximo. no se recomienda usar solo un subconjunto de períodos, ya que puede dar más posibilidades de divergencia de la solución y puede generar cambios importantes de la serie de tiempo original.
 - f. El límite de tolerancia para los desajustes en las ordenadas espectrales. Un valor recomendado es 0.005 g.

Tabla 12. Número total de registros acelerográficos por fuente sísmica y en cada estación acelerográfica, a ser considerados para el matcheo en cada pozo.

No	Ubicación	Estaciones Acelerográficas seleccionadas	Número de Registros					
			Cortical	Subducción Intraplaca	Sub-total	Total		
1	C.E. Cantón el Zope, Acajutla	ACAJ, CA	8	166	174	24 + 4648	4672	
2	Centro Escolar Ranulfo Castro, Chalchuapa	AT, LOAL, SA, STAN, UNCO, UNIC	4+38+0+6+9 4+48 = 190	0+92+2+8+106 +118 = 326	516	5264 + 7172	12436	
3	Turicentros Atecozozol, Izalco	MDE, SONS, UIZA, UNHZ	0+134+0+0 = 134	4+560+6+6 = 576	710	2112 + 16128	18240	
4	Santa Ana, UNICAES	SA, STAN, UNCO, UNIC	0+4+94+48 = 146	2+8+106+118 = 234	380	3942 + 6084	10026	
5	ITCA, Frente a edificio Rectoría, Santa Tecla	HSH, ITCA, ST, TE	2+56+4+6 = 68	2+96+6+54 = 158	226	1848 + 4424	6272	
6	Parque Bicentenario, San Salvador/Antiguo Cuscatlán	CLUB, CLUC, CPRS, RS, UC	44+198+88+ 4+6 = 340	212+204+182+1 2+14 = 624	964	9520 + 17360	26880	
7	DIGESTYC, Ciudad de Delgado	CI, IG, IGNS, IV	6+2+24+2 = 34	6+12+145+2 = 165	199	918 + 4424	5342	
8	Aeropuerto de Ilopango	AEIL, AI, BA	32+2+14 = 48	310+8+60 = 378	426	1344 + 10472	11816	
9	Centro Escolar Cantón Tecualuya, San Luis Talpa	AIES	24	816	840	24 + 22736	22760	
10	Centro Escolar Caserío San Cristóbal, Santiago Nonualco	HERR	2	88	90	2112	2112	
11	Centro Escolar de La Laguna, Chalatenango	LLGN	18	34	52	232 + 952	1184	
12	Falla de San Vicente	HSGT, MT, SV, UESV	28+0+6+26 = 60	58+6+2+450 = 516	576	1680 + 10320	12000	
13	Centro Escolar de Ereguayquín	SM, US	4+0 = 4	16+4 = 20	24	112 + 400	512	
14	Universidad de El Salvador San Miguel	CNRM, MG, SMIG	28+0+126 = 154	50+2+406 = 458	612	4158 + 9618	13776	
15	Unidad de Salud de Perquín Morazán	PERQ	2	22	24	42 + 440	482	
16	Hospital Nacional de La Unión, La Unión	CO, CU, LCNA, LUNA, LUNN	0+2+292+14 2+0 = 436	2+2+192+146+6 = 348	784	12208 + 6920	19128	
					TOTAL	6597	167,738	

* Las estaciones son las siguientes: ACAJ Y CA: Puerto de Acajutla, AT: Atiquizaya, LOAL: Lomas de Alarcón, SA: Santa Ana, STAN: UES Santa Ana, UNCO y UNIC: Universidad Católica de Occidente, MDE: Ministerio de Educación, SONS: AGAPE Sonsonate, UIZA: Unidad de Salud de Izalco, UNHZ: Unidad de Salud de Nahuizalco, HSH: Hotel Sheraton, ITCA: Instituto Tecnológico Centroamericano, ST: Santa Tecla, TE: Hospital San Rafael Santa Tecla, CLUB y CLUC: Club Campestre, CPRS: Casa Presidencial superficie, RS: Relaciones Exteriores superficie, UC: Universidad Centroamericana José Simeón Cañas, CI: Centro de Investigaciones Geotécnicas, IG e IGNS: Instituto Geográfico Nacional superficie, IV: Instituto de Vivienda Urbana, AEIL y AI: Aeropuerto de Ilopango, BA: Centro de Salud de San Bartolo, AIES: Aeropuerto Internacional de El Salvador, HERR: Unidad de Salud La Herradura, LLGN: Alcaldía de La Laguna, HSGT: Hospital Santa Gertrudis San Vicente, MT: San Miguel Tepezontes, SV: San Vicente Seminario Pio XII, UESV: Universidad de El Salvador sede San Vicente, SM: Hospital de Santiago de María, US: Usulután, CNRM: Centro Nacional de Registro San Miguel, MG: San Miguel, SMIG: Universidad de El Salvador sede San Miguel, PERQ: Unidad de Salud de Perquín, CO: Conchagua, CU: Puerto de Cutuco, LCNA: La Cañada, LUNA: Base Naval de La Unión y LUNN: La Unión

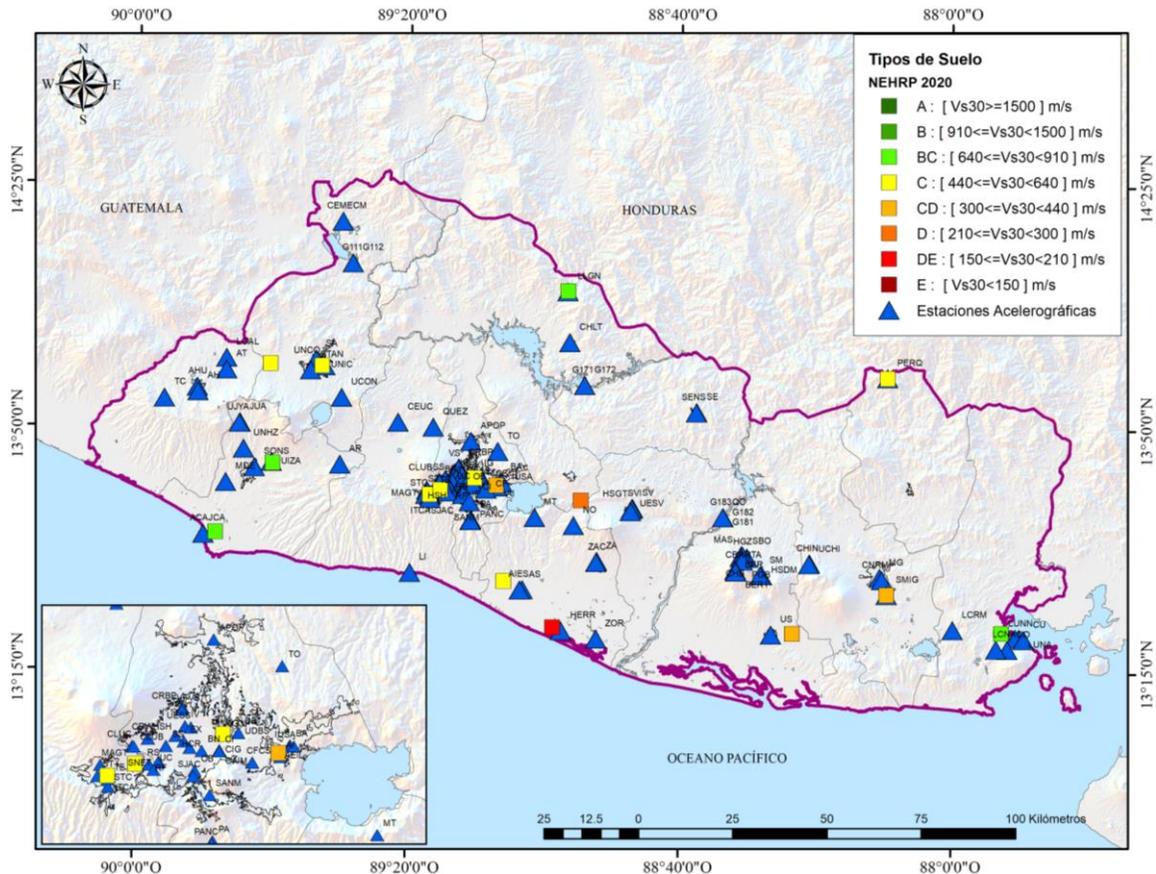


Figura 77. Ubicación de 16 sitios de pozos y estaciones acelerográficas cercanas. Fuente: MARN. 2020

Si bien en los acelerogramas, no se cuentan con niveles de aceleración considerables que corresponderían a periodos de retorno mayores (y los cuales podrían obtenerse de registros internacionales), se optó por realizar directamente el *matcheo* con los CMS provenientes de nuestra amenaza sísmica, para conservar tanto la forma y contenido frecuencial de nuestros propios acelerogramas registrados en el territorio salvadoreño.

6.3.3.1 Consideraciones que no fueron tomadas

Existen metodologías para llevar a cabo la selección de registros acelerográficos, con el fin de minimizar los ajustes requeridos durante el *matcheo* espectral. Estos métodos se enfocan principalmente en el análisis dinámico estructural y no necesariamente en la evaluación de la respuesta de sitio, sin embargo, el fin es el mismo, lograr el *matcheo*.

En este sentido, [Bommer y Acevedo, 2004] recomiendan que el registro seleccionado debe considerarse apropiado para el sitio, en términos de magnitud del terremoto, características y distancia de la falla y condiciones del sitio. También agregan que es beneficioso, si el registro tiene buena similitud en sus espectros en comparación con los espectros del objetivo. La similitud de forma cuantificada (indicada como D_{rms}) se basa en la desviación media cuadrática del espectro observado respecto al espectro objetivo.

$$D_{rms} = \frac{1}{N} \sqrt{\sum_{i=1}^N \left(\frac{S_{ai}}{PGA_{GM}} - \frac{S_{a_{target-i}}}{PGA_{target}} \right)^2} \quad (30)$$

Donde, N es el número de períodos en los que se especifica la forma espectral, S_{ai} es la aceleración espectral del registro en el período T_i , $S_{a_{target}}$ es la aceleración espectral objetivo en el mismo período, PGA_{GM} es la aceleración máxima del terreno de los registros y PGA_{target} es un punto de anclaje de período cero del espectro objetivo. Un valor de D_{rms} pequeño representa un mejor proceso de matcheo entre la forma del registro y el espectro objetivo. [Bommer y Acevedo, 2004] propusieron que se necesitaban valores de D_{rms} del orden de 0.15 para hacer coincidir las ordenadas en el rango de período de 0.4s-0.8s, mientras que valores tan bajos como 0.06s-0.07s podrían usarse para las ordenadas espectrales de 0.1s a 0.3s. Sin embargo, todavía no existen criterios de aceptación de D_{rms} para una amplia gama de períodos [Adekristi, A., 2013].

Otro método muy famoso para este objetivo es el realizado por [Baker, J., 2011], el cual se basa siempre en similitudes entre formas espectrales, pero con una expresión matemática diferente; basada en la suma de los errores cuadrados (SSE, por sus siglas en inglés) entre los logaritmos de los espectros del registro original y el espectro objetivo, definidos de la siguiente manera en la ecuación 31:

$$SSE = \sum_{j=1}^n \left(\ln S_{ai} - \ln S_{a_{target-i}} \right)^2 \quad (31)$$

Donde $\ln S_{ai}$ es el logaritmo de la aceleración espectral del registro original en el período T_j , y $\ln S_{a_{target}}$ es el logaritmo de los espectros objetivo. Un SSE pequeño representa una buena similitud entre los espectros del registro acelerográfico original con el objetivo.

En este trabajo no se calculó ninguna de las medidas de similitud espectral, ya que se pretende utilizar el número más posible de registros acelerográficos. No obstante, al realizar el proceso de matcheo con dichos registros, se observaron buenos resultados de coincidencia en un buen porcentaje, por lo que se considera que para este tipo de selección de acelerogramas a ser aplicados en el lecho rocoso de una estructura de suelo, no es menester realizar estos cálculos. Sin embargo, se recomienda hacerlo para futuras actualizaciones de este trabajo; así como se suele hacer para las estructuras.

En este trabajo, el proceso de matcheo se hizo para todos los registros mostrados en la tabla 12, considerando los siete períodos de retorno y las cuatro medidas de intensidad utilizadas en los resultados de la desagregación sísmica. A continuación, en las figuras 78 a la 82 se observa el proceso de matcheo utilizando el algoritmo de [Adekristi, A., 2013], para el acelerograma registrado en la estación de Acajutla (CA) con el evento de Subducción Intraplaca del 13 de enero de 2001 (Mw 7.7), para la medida de PGA.

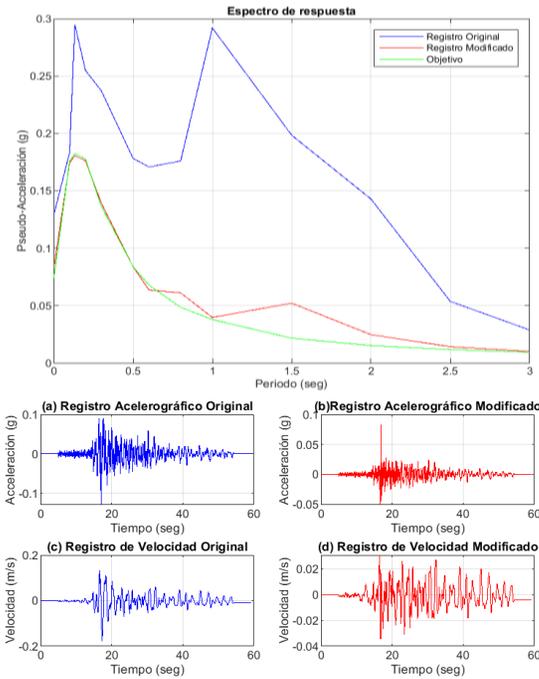


Figura 78. Resultado de matcheo espectral y obtención de acelerogramas modificados para una medida de intensidad PGA y un periodo de retorno de 17 años, en estación de Acajutla., para el evento de Subducción Intraplaca del 13/01/2001 (Mw 7.7). Fuente: MARN. 2020

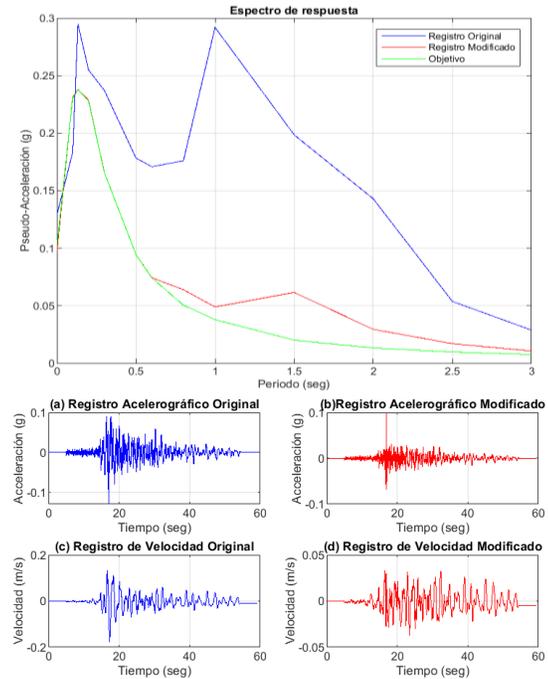


Figura 79. Resultado de matcheo espectral y obtención de acelerogramas modificados para una medida de intensidad PGA y un periodo de retorno de 37 años, en estación de Acajutla., para el evento de Subducción Intraplaca del 13/01/2001 (Mw 7.7). Fuente: MARN. 2020

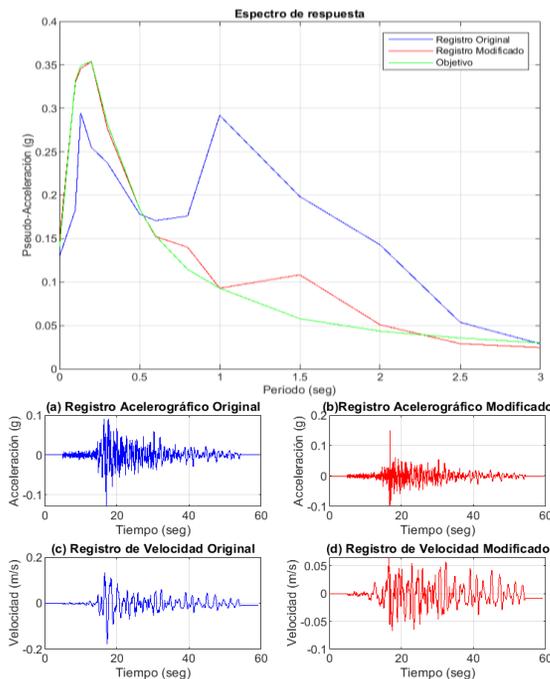


Figura 80. Resultado de matcheo espectral y obtención de acelerogramas modificados para una medida de intensidad PGA y un periodo de retorno de 73 años, en estación de Acajutla., para el evento de Subducción Intraplaca del 13/01/2001 (Mw 7.7). Fuente: MARN. 2020

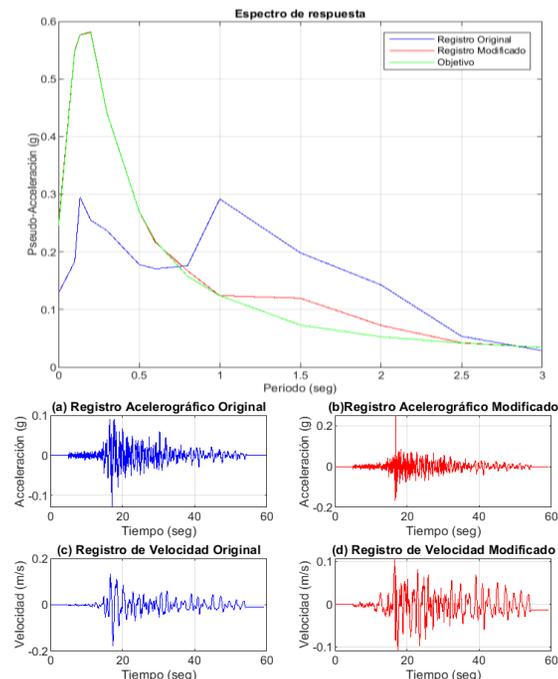


Figura 81. Resultado de matcheo espectral y obtención de acelerogramas modificados para una medida de intensidad PGA y un periodo de retorno de 174 años, en estación de Acajutla., para el evento de Subducción Intraplaca del 13/01/2001 (Mw 7.7). Fuente: MARN. 2020

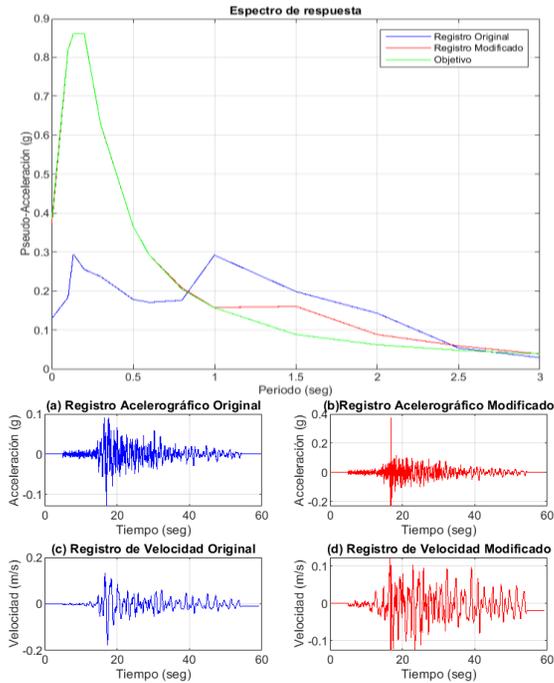


Figura 82. Resultado de matcheo espectral y obtención de acelerogramas modificados para una medida de intensidad PGA y un periodo de retorno de 475 años, en estación de Acajutla., para el evento de Subducción Intraplaca del 13/01/2001 (Mw 7.7). Fuente: MARN. 2020

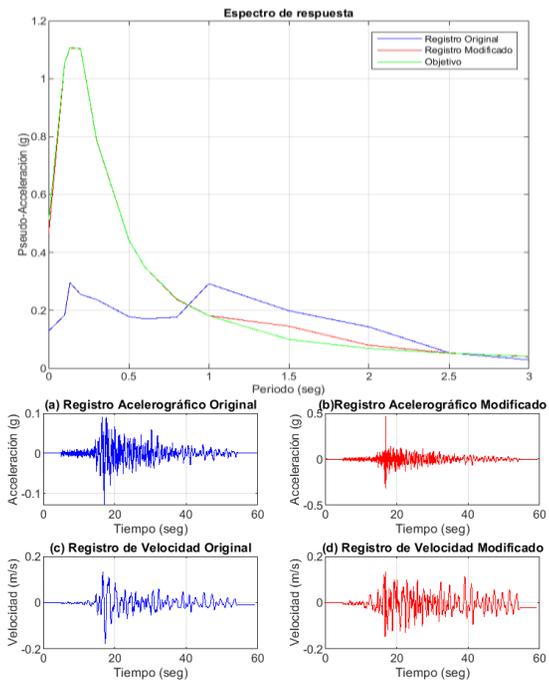


Figura 83. Resultado de matcheo espectral y obtención de acelerogramas modificados para una medida de intensidad PGA y un periodo de retorno de 975 años, en estación de Acajutla., para el evento de Subducción Intraplaca del 13/01/2001 (Mw 7.7). Fuente: MARN. 2020

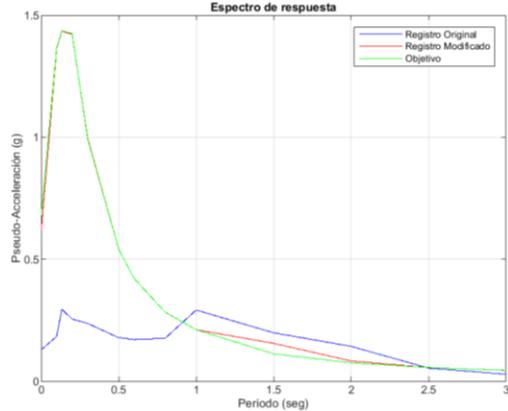
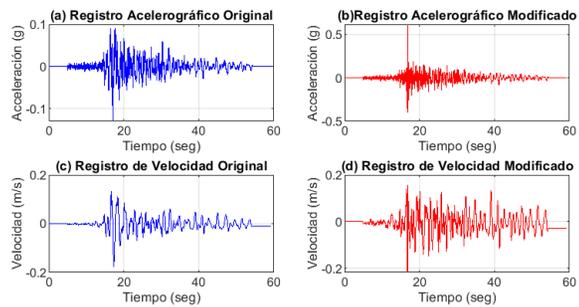


Figura 84. Resultado de matcheo espectral y obtención de acelerogramas modificados para una medida de intensidad PGA y un periodo de retorno de 2475 años, en estación de Acajutla., para el evento de Subducción Intraplaca del 13/01/2001 (Mw 7.7). Fuente: MARN. 2020



En los resultados se puede observar como los espectros del registro original son debidamente matcheados al espectro condicional (CMS) asignado como objetivo, obteniéndose los registros acelerográficos modificados, los cuales serán los que se compilarán para cada periodo de retorno y cada medida de intensidad y posteriormente aplicados a los lechos rocosos de cada una de las columnas de suelo. En el siguiente apartado se detallarán otros registros modificados a considerar a partir de los resultados de funciones de transferencia obtenidos de métodos empíricos.

6.4 Registros acelerográficos derivados de métodos empíricos

Una práctica adicional que se llevó a cabo para la selección de registros, fue el de utilizar las funciones de transferencia obtenidas en estaciones acelerográficas, a partir de técnicas desarrolladas para la evaluación de efectos de sitio utilizando métodos empíricos. Este trabajo se desarrolló, únicamente para los eventos del 10 de octubre de 1986 (de carácter cortical, Mw 5.7) y 13 de enero de 2001 (de subducción intraplaca, Mw 7.7), donde se tuvieron importantes niveles de aceleración, y posibles evidencias de variaciones de períodos predominantes correspondiente a la no linealidad del suelo.

Estas funciones de transferencia empíricas serán utilizadas para realizar la deconvolución y encontrar el espectro de respuesta en suelo firme del registro de cada estación; el cual se convertirá como un nuevo espectro objetivo, para luego llevar a cabo un proceso de *matcheo* y estimar registros acelerográficos modificados a ser aplicados en el lecho rocoso de la columna de suelo en los análisis unidimensionales de respuesta de sitio.

Los detalles de estas técnicas están contenidos en el documento "Evaluación de efectos de sitio en El Salvador a través de métodos empíricos" (de acá en adelante nombrado como DTO-EMPIRICOS2019) realizado por Luis Mixco del MARN, en el 2019. En esta sección se explicará de forma resumida las funciones de transferencia derivadas concretamente con la técnica más conservadora llamada: "Selección óptima de GMPEs".

Esta técnica se basa en un proceso de optimización orientado a la búsqueda de reducción de residuales existentes entre una observación real de movimiento fuerte con la de una predicción (a partir de modelos de atenuación, GMPES) en determinado lugar.

Por lo que se realiza una reevaluación de los (GMPE) que se ajusten mejor al evento sísmico (obtención de menores incertezas inter e intra evento), ejecutándolo en cada estación acelerográfica (que ha registrado el evento) y para cada tipo de medida de intensidad sísmica u ordenadas espectrales. Finalmente, una vez obtenido el modelo más acorde en cada estación, se procederá a estimar el valor de aceleración sobre una condición de suelo firme o roca blanda ($V_{S30} = 760$ m/s), con el objetivo de poder tener los datos de entrada para calcular una función de transferencia empírica, extrayendo valores de amplificación para cada ordenada espectral considerada.

Respecto a los modelos de atenuación evaluados, se utilizará un catálogo denso de GMPEs integrado por el *Global Earthquake Model* (GEM), el cual se encuentra muy bien referenciado bibliográficamente y clasificado por fuentes sismogénicas. Dado que las nuevas GMPEs presentan factores de amplificación de sitio, en términos del valor de V_{S30} , esta información ha sido extraída para cada estación acelerográfica del mapa integrado de V_{S30} del país, desarrollado en el documento DTO-VS30 y mostrado en la figura 12 de este documento.

Como se menciona en el documento DTO-EMPIRICOS2019, esta técnica se subdivide en tres grupos de cálculo, acorde a la reducción de las incertezas inter e intra evento. Debido a que en esta ocasión se desean resultados con mayor detalle para el análisis particular del sitio en cada estación acelerográfica, se utilizarán los resultados del Grupo 3, el cual busca en eliminar ambas incertezas inter e intra-evento.

A manera de ejemplo, en las figuras 85 a la 90 se muestran los resultados de la reducción de los residuales obtenidos para el evento cortical del 10 de octubre de 1986 (Mw 5.7), para seis medidas de intensidad [PGA, SA (0.1s, 0.5s, 1s y 2s)]. Cabe mencionar, que dentro del algoritmo de la técnica de "Selección de GMPEs óptimas", se evalúan un total de cuarenta medidas de intensidad (PGA hasta 3.0 s), para garantizar que las formas espectrales tengan mejor resolución al momento de generar las funciones de transferencia.

De igual manera, en las figuras de la 90 a la 95 se muestran las funciones de transferencia empíricas resultantes, las cuales serán utilizadas en la deconvolución.

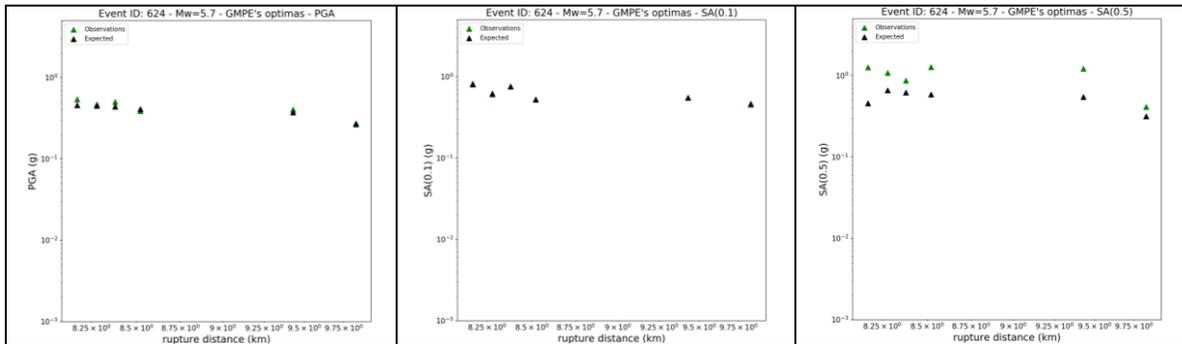


Figura 85. Reducción de residuales entre Observación y Predicción (GMPEs), aplicando técnica de "Selección de GMPEs óptimas" – grupo 3, para PGA. Fuente: MARN. 2020

Figura 86. Reducción de residuales entre Observación y Predicción (GMPEs), aplicando técnica de "Selección de GMPEs óptimas" – grupo 3, para SA (0.1s). Fuente: MARN. 2020

Figura 87. Reducción de residuales entre Observación y Predicción (GMPEs), aplicando técnica de "Selección de GMPEs óptimas" – grupo 3, para SA (0.5s). Fuente: MARN. 2020

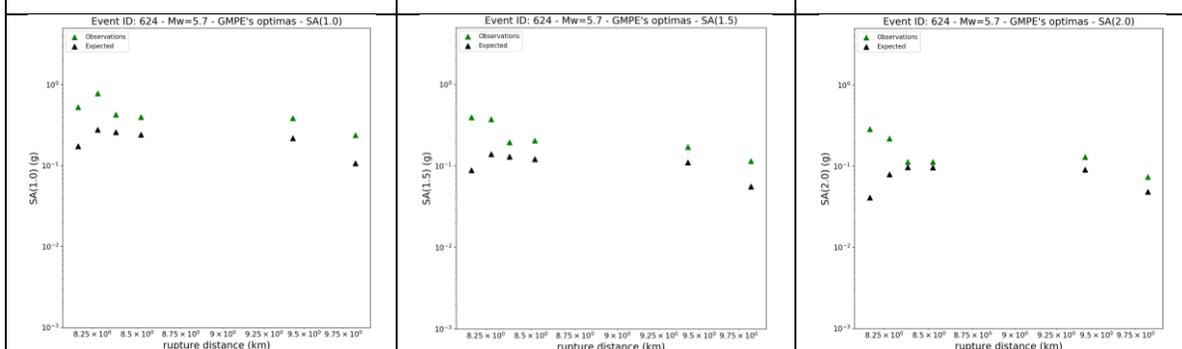
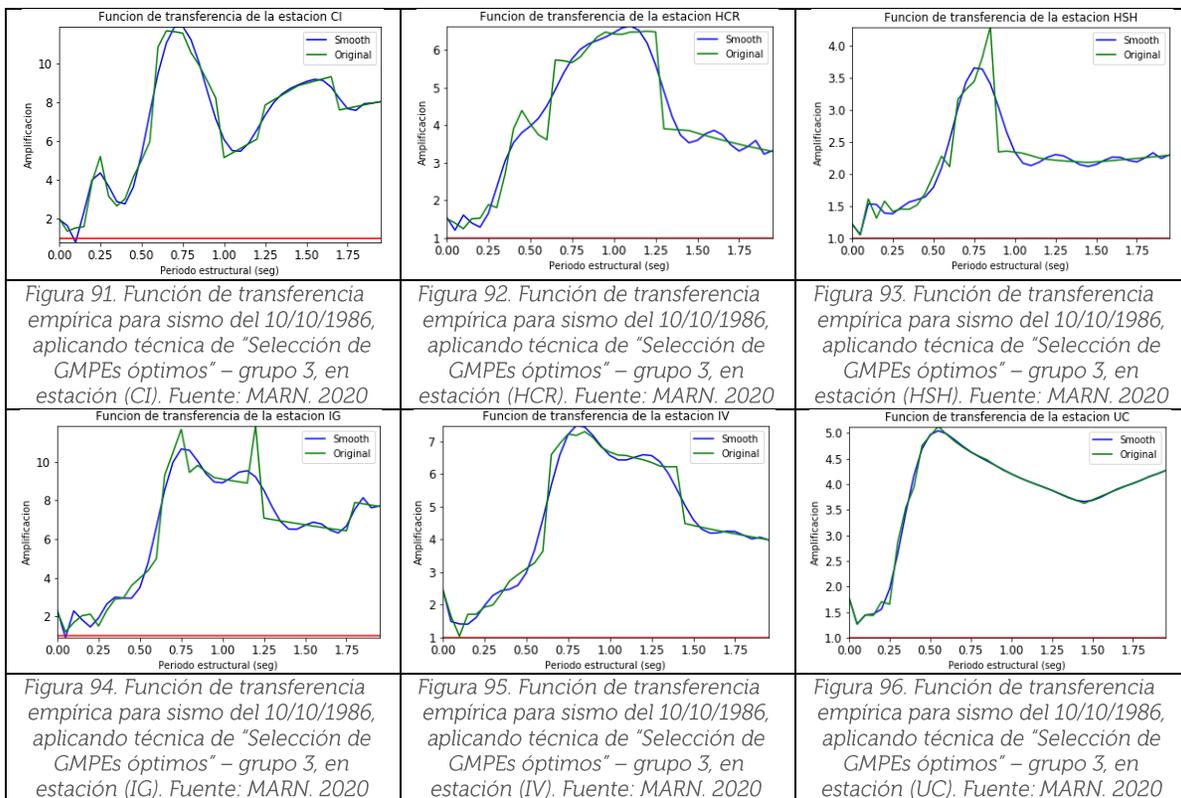


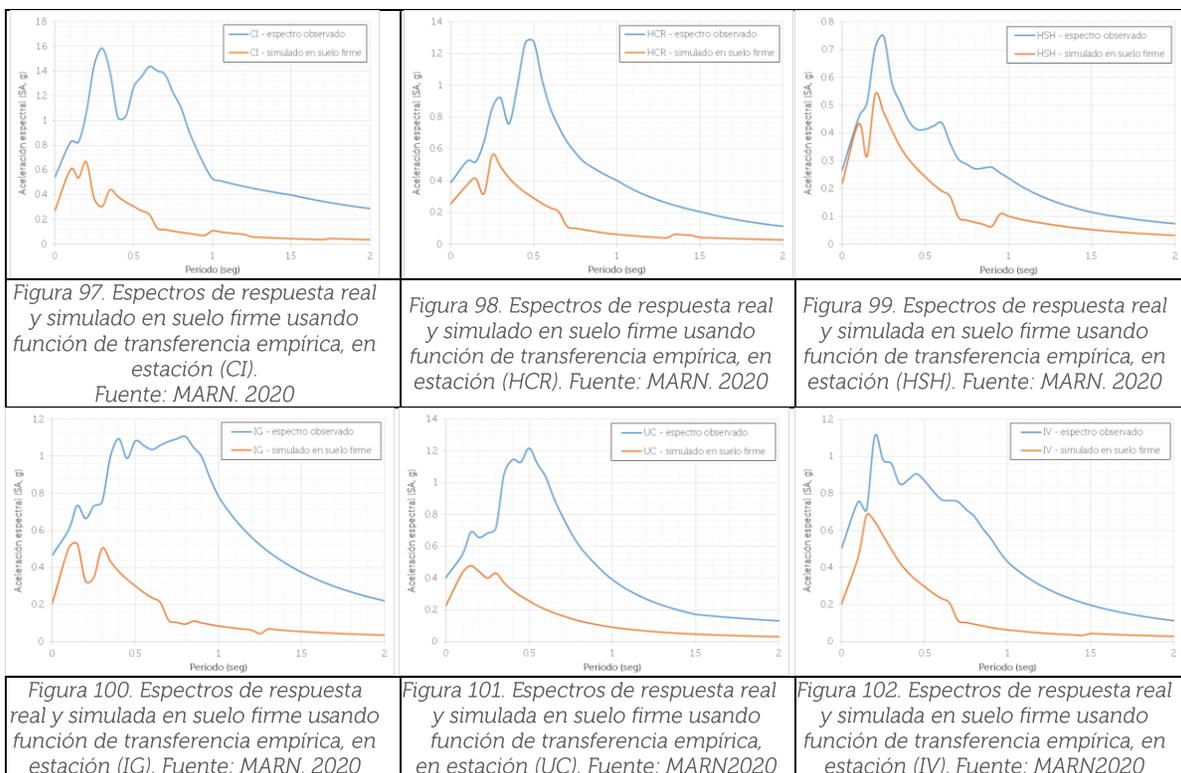
Figura 88. Reducción de residuales entre Observación y Predicción (GMPEs), aplicando técnica de "Selección de GMPEs óptimas" – grupo 3, para PGA. Fuente: MARN. 2020

Figura 89. Reducción de residuales entre Observación y Predicción (GMPEs), aplicando técnica de "Selección de GMPEs óptimas" – grupo 3, para SA (0.1s). Fuente: MARN. 2020

Figura 90. Reducción de residuales entre Observación y Predicción (GMPEs), aplicando técnica de "Selección de GMPEs óptimas" – grupo 3, para SA (0.5s). Fuente: MARN. 2020



En las figuras de la 96 a la 101 se muestran los espectros de respuesta observados y el obtenido en suelo firme, utilizando la función de transferencia empírica.



Finalmente, se obtienen los registros acelerográficos modificados asumidos en lecho rocoso, para los dos eventos emblemáticos ocurridos en El Salvador. En total se obtienen setenta registros, ya que se consideran cada una de las componentes horizontales de cada estación. En las figuras de la 103 a la 106 se muestran los resultados del proceso de matcheo espectral para las estaciones de Centro de Investigaciones Geotécnicas (CI) y la estación del Hotel Sheraton (HSH), con el evento superficial del 10 de octubre de 1986.

Es evidente, que el período de retorno que se podría estimar de cada espectro objetivo no es muy grande, lo cual concuerda con la periodicidad de la ocurrencia de este tipo de eventos corticales. El máximo PGA en roca obtenido de los espectros objetivo determinados con esta técnica empírica, entre las seis estaciones acelerográficas que registraron el evento de 1986, alcanza un valor de 0.27 g.

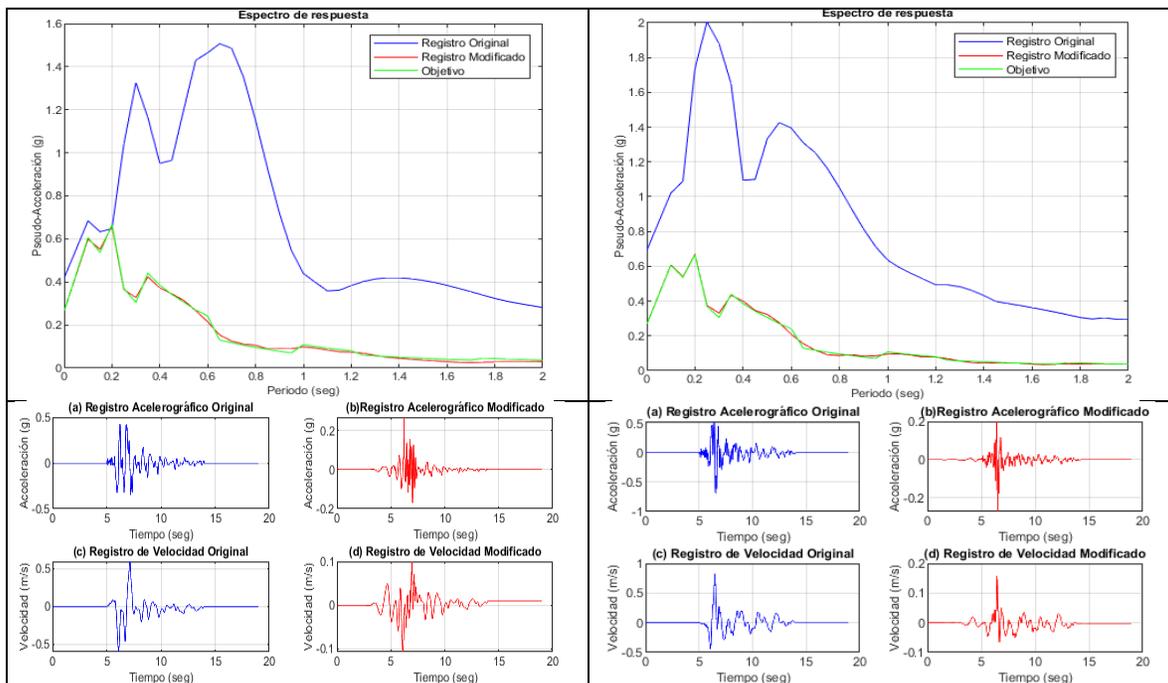
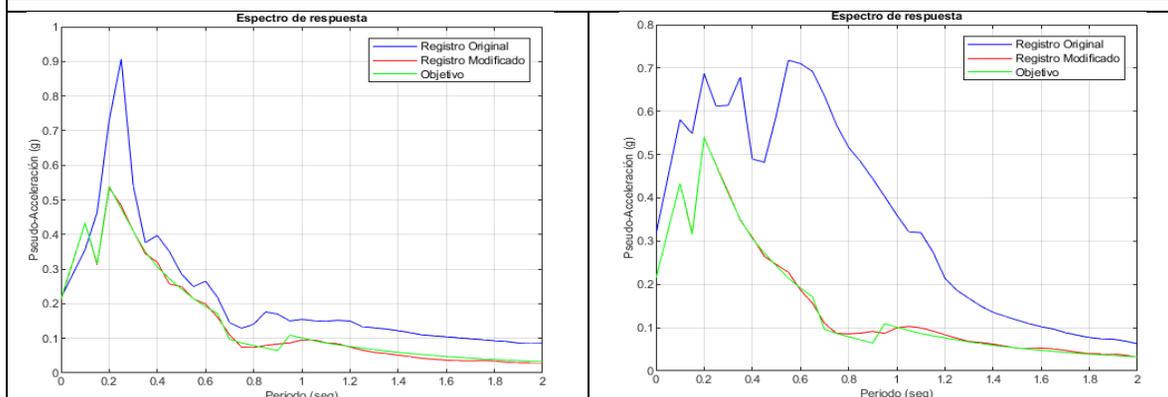
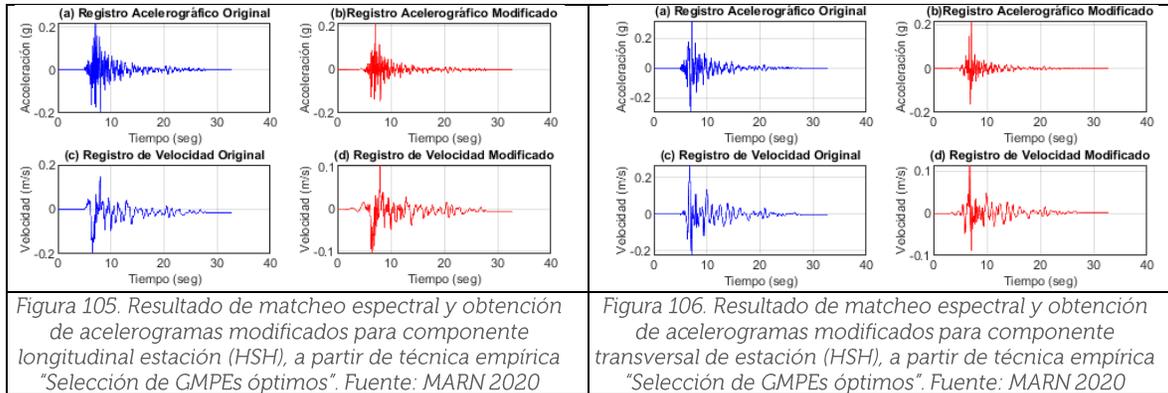


Figura 103. Resultado de matcheo espectral y obtención de acelerogramas modificados para componente longitudinal de estación (CI), a partir de técnica empírica "Selección de GMPEs óptimos". Fuente: MARN 2020

Figura 104. Resultado de matcheo espectral y obtención de acelerogramas modificados para componente transversal de estación (CI), a partir de técnica empírica "Selección de GMPEs óptimos". Fuente: MARN. 2020





7. Elaboración de modelos analíticos para análisis de respuesta de sitio a nivel nacional

En este apartado se mostrarán los aspectos considerados en el programa Strata y la explicación de los resultados obtenidos de los análisis unidimensionales, para las dos etapas de este trabajo.

Para la primera etapa, denominada "cuasi-determinística", se mostrarán únicamente los resultados para los pozos de DIGESTYC y Aviación Civil (AAC-Ilopango), tanto para los registros de la fuentes: corticales y subducción intraplaca, como para las secciones de alta y baja frecuencia que se utilizaron para obtener los registros acelerográficos con el proceso de matcheo al espectro objetivo.

Por otra parte, para la segunda etapa, denominada "probabilística" se mostrarán los resultados para los cinco tipos de suelo (BC, C, CD, D y DE); considerando la misma lógica de los registros acelerográficos utilizados.

7.1 Configuraciones generales

En esta sección se coloca los datos generales de la modelación a realizar, en este caso, se colocan los detalles de la perforación, como su fecha, nivel freático encontrado, elevación del terreno natural, profundidad del pozo, etc. También se coloca el tipo de análisis a efectuar y la decisión de considerar la variación en las propiedades (ejemplificadas en el apartado 5.5 de este documento).

El tipo de análisis es el Equivalente Lineal (explicado en el apartado 2.6.1) y el enfoque será de la utilización de registros acelerográficos a ser aplicados en el lecho en el que se estima un suelo firme/rocoso en la columna del pozo analizado, donde comúnmente se alcanzan velocidades superiores a los 760 m/s.

Respecto a los parámetros de cálculo, se utiliza un error de tolerancia de 2%, el cual es el máximo error tolerable en las propiedades no lineales entre las iteraciones. El número máximo de iteraciones se asigna en 10, el cual significa que si no se alcanza el error de tolerancia en este número de iteraciones, el cálculo finaliza.

La relación de deformación efectiva se fija en 0.65, tal como se explicaba en el apartado 2.6.1.2.3, la cual indica la relación entre la deformación de corte efectiva (utilizada para las propiedades no lineales compatibles con la deformación) y la deformación de corte máxima calculada en la capa.

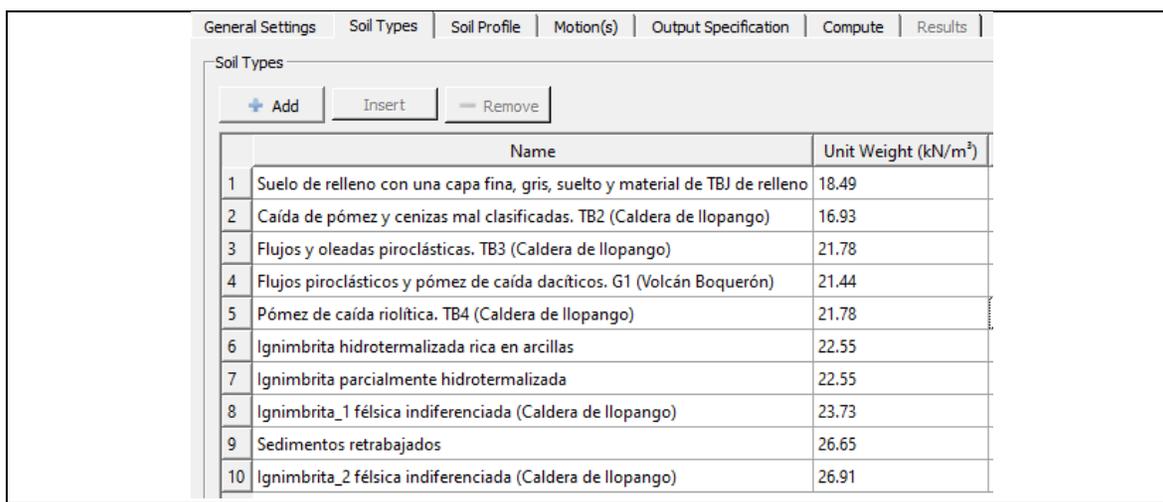
Finalmente, se asigna un valor de frecuencia máxima de 20 Hz y una fracción de longitud de onda de 0.20; tal como se explica en el apartado 2.6.1.2.6; con el objetivo de considerar una discretización automática de las capas.

7.2 Etapa cuasi-determinística en pozos

Para esta primera etapa de la metodología de análisis, se mostraran los considerandos y resultados de los pozos ubicados en DIGESTYC y Aviación Civil (AAC-Ilopango).

Como primer punto, es ingresar los tipos de suelo identificados en la descripción litológica de cada perfil de pozo (ver figura 107), haciendo simplificaciones en ciertas unidades que podrían considerarse irrelevantes por su pequeño espesor.

Al mismo tiempo se va asignando un valor empírico del peso unitario a cada capa, utilizando las regresiones numéricas de [Panjamani, A. et al, 2016], presentadas en la tabla 4 de este documento. Estas expresiones se encuentran en función de la velocidad de ondas de corte y se seleccionan de acuerdo a si la capa se compone de un tipo de suelo fino o grueso. Por lo que se fue determinando este valor detenidamente por cada estrato sísmico utilizando la caracterización geológica definida para el perfil geológico.



	Name	Unit Weight (kN/m ³)
1	Suelo de relleno con una capa fina, gris, suelto y material de TBJ de relleno	18.49
2	Caída de pómez y cenizas mal clasificadas. TB2 (Caldera de Ilopango)	16.93
3	Flujos y oleadas piroclásticas. TB3 (Caldera de Ilopango)	21.78
4	Flujos piroclásticos y pómez de caída dacíticos. G1 (Volcán Boquerón)	21.44
5	Pómez de caída riolítica. TB4 (Caldera de Ilopango)	21.78
6	Igñimbrita hidrotermalizada rica en arcillas	22.55
7	Igñimbrita parcialmente hidrotermalizada	22.55
8	Igñimbrita_1 félsica indiferenciada (Caldera de Ilopango)	23.73
9	Sedimentos retrabajados	26.65
10	Igñimbrita_2 félsica indiferenciada (Caldera de Ilopango)	26.91

Figura 107. Asignación de tipos de suelo y peso unitario para pozo de DIGESTYC en Strata. Fuente: MARN 2020

De igual manera, se van asignando las curvas dinámicas más apropiadas que se ajusten a cada tipo de suelo, considerando las particularidades de los diferentes modelos empíricos de curvas por tipo de suelo, realizada en el apartado 5.3. Los parámetros geomecánicos que se encontraron que más influían en la sensibilidad de construcción de las curvas dinámicas, fueron el índice de plasticidad (para suelos finos: limos y arcillas) y la granulometría (para suelos arenosos); así como también el factor de la presión-dependiente en profundidad sobre la capa analizada. Otro factor con menor influencia es la relación de sobreconsolidación (OCR).

A este respecto, y tal como se mencionó en el apartado 5.4, es necesario realizar ensayos geo-técnicos/mecánicos a muestras representativas de los pozos, con el fin de tratar de ajustar dichas curvas empíricas al comportamiento real de los suelos analizados en cada estrato sísmico. Sin embargo, al momento de realizar este documento no se cuenta con dicha información; por lo que fue necesario consensuar con el equipo técnico una metodología para la reclasificación de las unidades litológicas en términos geomecánicos para su respectiva caracterización dinámica; basada en la asignación de parámetros encontrados en la literatura. A continuación se muestra dicha metodología.

7.2.1 Metodología para asignación de curvas dinámicas

La caracterización litológica realizada en los núcleos de perforación se encuentra en términos de tefroestratigrafía y sedimentología, incluyendo la descripción de las características físicas tales como color, textura, grado de meteorización, grado de consistencia, presencia de vesicularidad y mineralizaciones, fracturas, juntas y fallas.

Adicionalmente, en algunas secciones competentes del núcleo, se estiman los parámetros de dureza, permeabilidad, densidad y Rock Quality Designation (RQD). Esta caracterización litológica en conjunto con análisis geomecánicos en laboratorio y la integración con modelos empíricos de curvas dinámicas, permitiría representar de manera aproximada el comportamiento dinámico de cada unidad litológica.

Sin embargo, los ensayos de laboratorio (propuestos en la tabla 8) aún no han sido realizados sobre las muestras representativas de cada pozo, por lo que para la asignación de curvas dinámicas a cada unidad litológica representativa del estrato sísmico, se debe hacer una reclasificación geotécnica de las descripciones litológicas en términos de gravas, limos, arenas y arcillas, indicando valores típicos (provenientes de la literatura) del índice de plasticidad y coeficiente de uniformidad para dichos suelos.

El procedimiento inicial se basa en construir gráficamente el perfil del suelo con sus respectivas descripciones litológicas y sus espesores, seguidamente se procede a relacionar con la curva de velocidad (V_s) en donde se puede identificar los cambios de velocidad en profundidad. En la figura 108 se observa el esquema estratigráfico del pozo de DIGESTYC, junto a la variación de su velocidad de onda de corte.

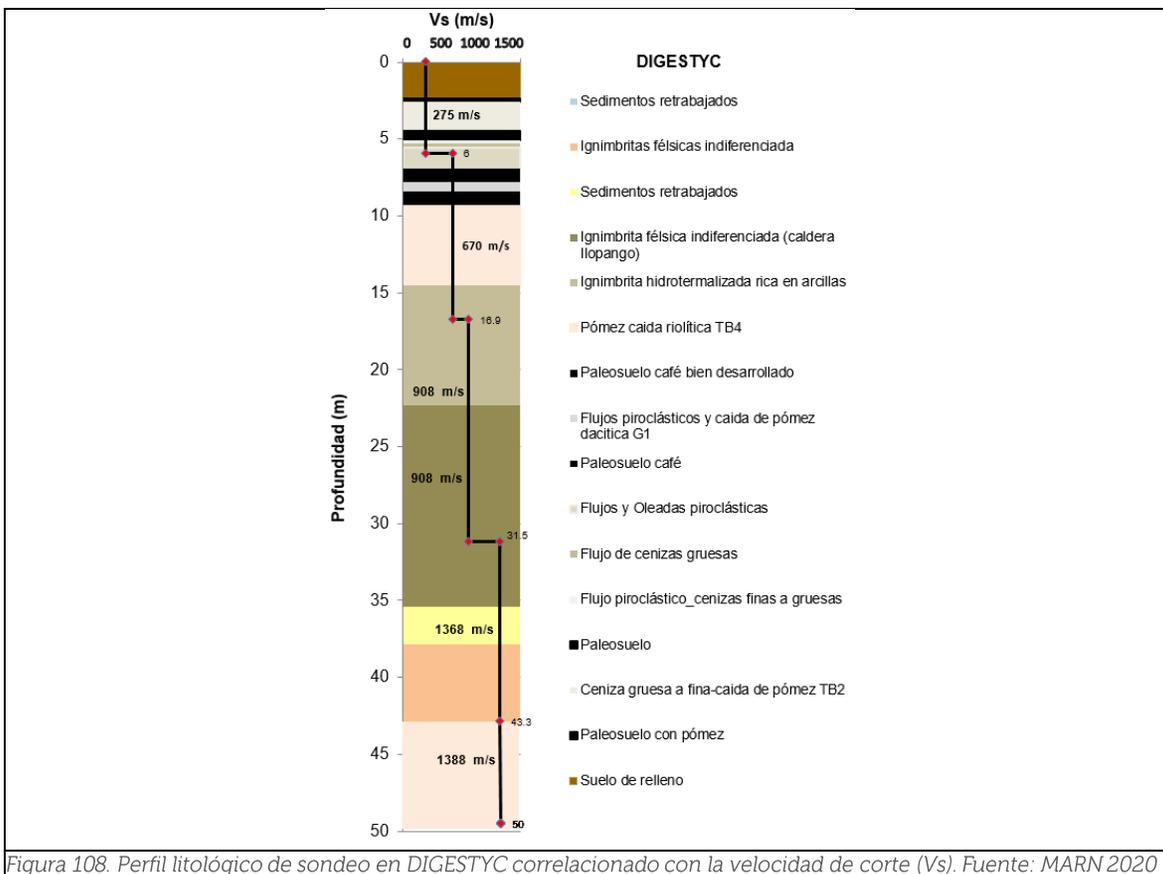


Figura 108. Perfil litológico de sondeo en DIGESTYC correlacionado con la velocidad de corte (Vs). Fuente: MARN 2020

Seguidamente, para definir el tipo de suelo en función del diámetro de sus partículas, se hace uso de la tabla de equivalencias (tabla 13) sobre clases de tamaño propuesto por [Murcia et al., 2012], la cual recopila diferentes clasificaciones de otro autores.

Tabla 13. Equivalencia entre escalas de clasificación de tamaño de partículas. [Murcia et al., 2012]

Límite de diámetro de partícula (mm)	Clase de tamaño Epiclástico Esquema de Udden - Wentworth	Clase de tamaño volcánico Wentworth y William, 1932	Clase de tamaño volcánico Murcia, 2012
2048	Muy grande	Bomba	Bloque (bomba gruesa)
1024	Grande		Bloque /bomba media
512	Medio		
256	Pequeño		
128	Grande	Bloque	Bloque/bomba fina
64	Pequeño		
32	Muy grueso	Lapilli	Lapilli grueso
16	Grueso		Lapilli medio
8	Medio		Lapilli fino
4	Fino		Ceniza muy gruesa
2	Muy fino	Ceniza gruesa	Ceniza gruesa
1	Muy grueso		Ceniza media
0.5	Grueso		Ceniza muy fina
0.25	Medio		Ceniza fina
0.125	Fino		
0.0625	Muy fino		
0.0312	Grueso		
0.0156	Medio		
0.007812	Fino		
0.00390	Muy Fino	Limo	
0.00195	Arcilla		Arcilla

Por ejemplo, en el sondeo de DIGESTYC, entre las profundidades de 6.90 m a 9.60 m se describe una unidad de flujos piroclásticos y pómez de caída dacíticos (G1-Volcán Boquerón) con tamaños de máximos de pómez de 30 mm y líticos de 15 mm. Tomando como referencia estos valores en la tabla de equivalencia esta unidad corresponde a un tamaño grava (guijo y guijarro). Por lo que las curva dinámicas a seleccionar serán las propuestas por [Rollins et al. 1998] para gravas, explicadas en el apartado 5.3.2.

Un aspecto importante a mencionar, es que se ha seleccionado la curva mediana de [Rollins et al. 1998], debido a que ya se encuentra a una profundidad mayor a los 5 metros, haciendo que el esfuerzo de confinamiento medio efectivo (σ'_m) no sea tan considerable, a como si se encontrase a mayor profundidad. En el caso, se encontrase a una profundidad menor o mayor, se realizaría un análisis particular de selección entre las curvas de $[G/G_{m\acute{a}x}]$ y $[D]$, considerando los parámetros influyentes en las propiedades dinámicas de los suelos, mencionadas en el apartado 2.5.

Por ejemplo, las curvas $[G/G_{m\acute{a}x}]$ tienden a ser más altas con el aumento del esfuerzo de confinamiento medio efectivo (σ'_m), por lo que si el estrato de gravas se encontrase a mayor profundidad se optaría por seleccionar la curva superior de [Rollins et al. 1998], que es la mediana más la desviación estándar de su modelo. Por otro lado, lógicamente al existir una correlación negativa con la curva $[D]$, se elegiría la curva inferior de [Rollins et al. 1998], que es la mediana menos la desviación estándar de su modelo.

Respecto a los suelos encontrados entre las profundidades 15.75 m a 23.55 m, se describe una ignimbrita hidrotermalizada rica en arcillas, lo cual se orienta a utilizar el modelo para suelos finos de [Darendeli, 2001], explicadas en el apartado 5.34. Para este caso, Strata permite calcular el esfuerzo de confinamiento medio efectivo (σ'_m) considerando la influencia del nivel freático; por lo que esta propiedad influyente debido a la profundidad sea considerada; aunque de acuerdo a los investigadores la importancia de (σ'_m) disminuye con el aumento del (Índice de plasticidad, PI).

Por otro lado, para la estimación de índice de plasticidad se tomó como referencia los valores propuestos por Surendra, (2017), los cuales son mostrados en la tabla 14.

Tabla 14. Tipos de suelo basados en el índice de plasticidad- Tomado de Surendra, 2017

Índice de plasticidad (%)	Tipo de Suelo	Grado de plasticidad	Grado de cohesión
0	Arenas	No plástico	No Cohesivo
<7	Limo	Baja plasticidad	Parcialmente Cohesivo
7-17	Limo-arcilloso	Plasticidad media	Cohesivo
>17	Arcilloso	Alta plasticidad	Cohesivo

Para este tipo de suelo, al analizar la descripción litológica y observar la muestra del testigo, se utiliza el índice de plasticidad mayor de 17%, correspondiente a un suelo arcilloso, tomando un valor sugerido de 30%.

Para el tipo de suelo descrito como sedimentos retrabajados, ubicado entre las profundidades de 36.60 m a 39.05 m, se cataloga como un suelo arenoso; por lo que se optará por la utilización de las curvas de [Menq, F. 2003], explicada en el apartado 5.3.3.2.

Al igual que las curvas de [Darendeli, 2001], estas curvas consideran la presión dependiente, por lo que sólo fue necesario determinar el valor de coeficiente de uniformidad (C_u), el cual se extrae de un análisis granulométrico. Sin embargo, debido a la ausencia de dicho ensayo, se utilizó la tabla de referencia de clasificación de grano grueso, plasmada en el documento de la norma geotécnica estándar de Australia, codificada AS 1726: 2017, la cual proporciona un sistema estandarizado para la identificación, descripción y clasificación de suelos y rocas. Esta información se muestra en la tabla 15.

Tabla 15. Clasificación de suelos de grano grueso (según AS 1726: 2017)

División principal	Símbolo del grupo	Nombre típico	Clasificación en campo de gravas y arenas.	Clasificación de laboratorio	
Grava > 50% de la fracción gruesa es mayor de 2,36 mm	GW	Mezclas de grava y grava-arena, poco o nada de finos	Amplio rango en tamaño de grano y cantidades sustanciales de todos los tamaños intermedios, no hay suficientes finos para unir granos gruesos, sin resistencia en seco	< 5 % finos	$C_u > 4$ $1 < C_c < 3$
	GP	Mezclas de grava y grava-arena, poco o nada de finos, gravas uniformes	Predominantemente un tamaño o rango de tamaños con algunos tamaños intermedios faltantes, no hay suficientes finos para unir granos gruesos, sin resistencia en seco	< 5 % finos	No cumple con lo anterior
	GM	Mezclas de grava-limo y mezclas de grava-arena-limo	Materiales "sucios" con exceso de finos no plásticos, resistencia en seco de cero a media	$\geq 12\%$ de finos, los finos son limoso	Los finos se comportan como limo
	GC	Mezclas de grava-arcilla y mezclas de grava-arena-arcilla	Materiales "sucios" con exceso de finos plásticos, resistencia en seco media a alta	$\geq 12\%$ de finos, los finos son arcillosos	Los finos se comportan como arcilla
ARENA > 50% de la fracción gruesa es menor de 2,36 mm	SW	Mezclas de arena y grava-arena, poco o nada de finos	Amplio rango en tamaño de grano y cantidades sustanciales de todos los tamaños intermedios, no hay suficientes finos para unir granos gruesos, sin resistencia en seco	$\leq 5\%$ de finos	$C_u > 6$ $1 < C_c < 3$
	SP	Mezclas de arena y grava-arena, poco o nada de finos	Amplio rango en tamaño de grano y cantidades sustanciales de todos los tamaños intermedios, no hay suficientes finos para unir granos gruesos, sin resistencia en seco	$\leq 5\%$ de finos	No cumple con lo anterior
	SM	Mezclas de arena y limo	Materiales "sucios" con exceso de finos no plásticos, resistencia en seco de cero a media	$\geq 12\%$ de finos, los finos son limosos	NA
	SC	Mezclas de arena y arcilla	Materiales sucios con exceso de finos plásticos, resistencia en seco media a alta	$\geq 12\%$, los finos son arcillosos	

Por lo tanto, al analizar la descripción litológica y observar la muestra del testigo de este sedimento, se puede relacionar con la descripción de Mezclas de arena y grava-arena, poco o nada de finos (SW), en donde se asigna un valor de $Cu > 6$. Por lo que se optó por seleccionar un valor de $Cu = 8$. Respecto al diámetro promedio en mm, se logró determinar un valor de 3 mm de la partícula de arena.

Finalmente, para aquellos tipos de suelo identificados como productos derivados de la caldera de Ilopango, se asignaron las curvas propuestas por Consorzio Salvador E. Italtেকna-Italconsult, para el Grupo B de Tobas superiores y Grupo A de la TBJ, explicadas en el apartado 5.3.3.1 y 5.3.4.1; respectivamente.

Un aspecto que hay que destacar, y es un punto que menciona [Faccioli, et al. 1988], es que estas curvas fueron determinadas en muestras obtenidas en pozos de prueba, o en cortes expuestos aledañas a las carreteras, donde la secuencia estratigráfica de la TBJ y las tobas superiores estaba presente; cuya profundidad fue somera (menor a los 5 metros para suelos del Grupo A y menor a los 15 metros del Grupo B); por lo que se debe tener cuidado en seguir aplicando dichas curvas en materiales de la caldera de Ilopango que se encuentren a profundidades mayores, donde la presión efectiva es importante.

En la figura 109, se observa el detalle de las curvas dinámicas asignadas al perfil del pozo de DIGESTYC y en la figura 110, la distribución de los espesores y colocación de las velocidades de onda de corte para cada estrato sísmico.

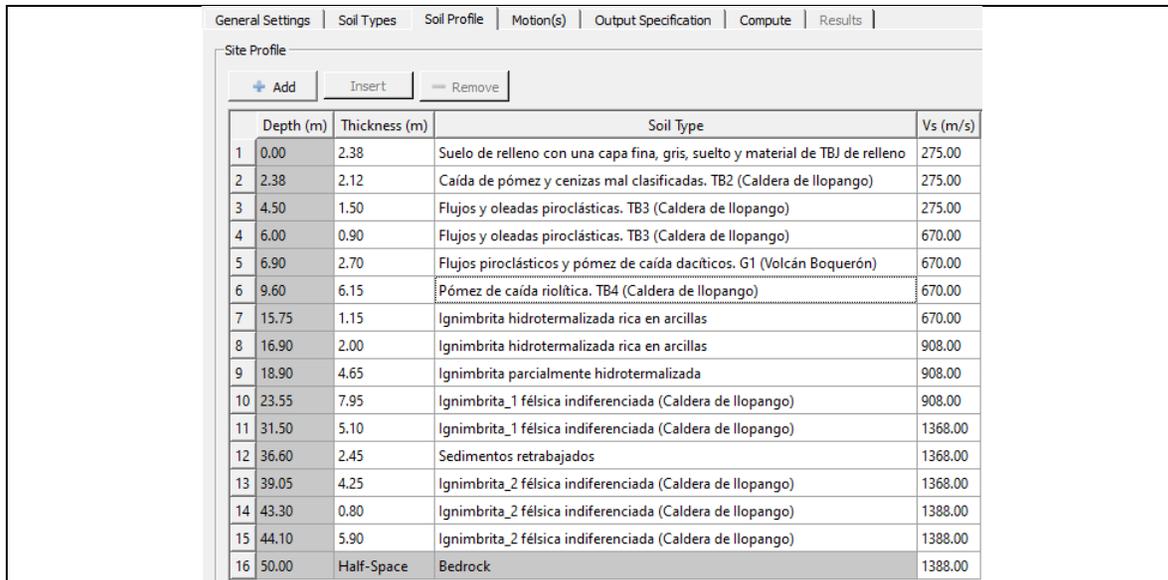
General Settings Sol Types Soil Profile Motion(s) Output Specification Compute Results				
Soil Types				
<input type="button" value="+ Add"/> <input type="button" value="Insert"/> <input type="button" value="Remove"/>				
	Name	Unit Weight (kN/m ³)	G/G _{max} Model	Damping Model
1	Suelo de relleno con una capa fina, gris, suelto y material de TBJ de relleno	18.49	Grupo A: TBJ	Grupo A: TBJ
2	Caída de pómez y cenizas mal clasificadas. TB2 (Caldera de Ilopango)	16.93	Grupo B: Tobas Superiores	Grupo B: Tobas Superiores
3	Flujos y oleadas piroclásticas. TB3 (Caldera de Ilopango)	21.78	Grupo B: Tobas Superiores	Grupo B: Tobas Superiores
4	Flujos piroclásticos y pómez de caída dacíticos. G1 (Volcán Boquerón)	21.44	Rollins 1998 - Gravel - Mean	Rollins 1998 - Gravel - Mean
5	Pómez de caída riolítica. TB4 (Caldera de Ilopango)	21.78	Grupo B: Tobas Superiores	Grupo B: Tobas Superiores
6	Ignimbrita hidrotermalizada rica en arcillas	22.55	Darendeli & Stokoe (2001)	Darendeli & Stokoe (2001)
7	Ignimbrita parcialmente hidrotermalizada	22.55	Darendeli & Stokoe (2001)	Darendeli & Stokoe (2001)
8	Ignimbrita_1 félsica indiferenciada (Caldera de Ilopango)	23.73	Rollins 1998 - Gravel - Upper (increase confining pressure)	Rollins 1998 - Gravel - Upper (less confining pressure)
9	Sedimentos re trabajados	26.65	Menq 2003 - Cu=8 - D50=3mm - 5.54 atm	Menq 2003 - Cu=8 - D50=3mm - 5.54 atm
10	Ignimbrita_2 félsica indiferenciada (Caldera de Ilopango)	26.91	Rollins 1998 - Gravel - Upper (increase confining pressure)	Rollins 1998 - Gravel - Upper (less confining pressure)

Figura 109. Asignación de curvas dinámicas para pozo de DIGESTYC en Strata. Fuente: MARN 2020

7.2.2 Asignación de registros acelerográficos en lecho rocoso

Esta parte se ha explicado detalladamente en el apartado 6 de este documento, donde se ha hecho uso del matcheo de los espectros de respuesta de los registros acelerográficos en superficie con los espectros medios condicionales en suelo firme para cada uno de los 16 sitios donde están los pozos. Este proceso de matcheo se hizo para condicionar cuatro periodos estructurales que cubriesen toda la banda espectral de los espectros de amenaza uniforme (UHS), para los siete periodos de retorno evaluados y para las dos fuentes sísmicas que contribuyen más a la amenaza sísmica. Estos periodos fueron PGA, SA (0.1333s, 0.5s y 0.15s), con el fin de abarcar las porciones de alta (5-10

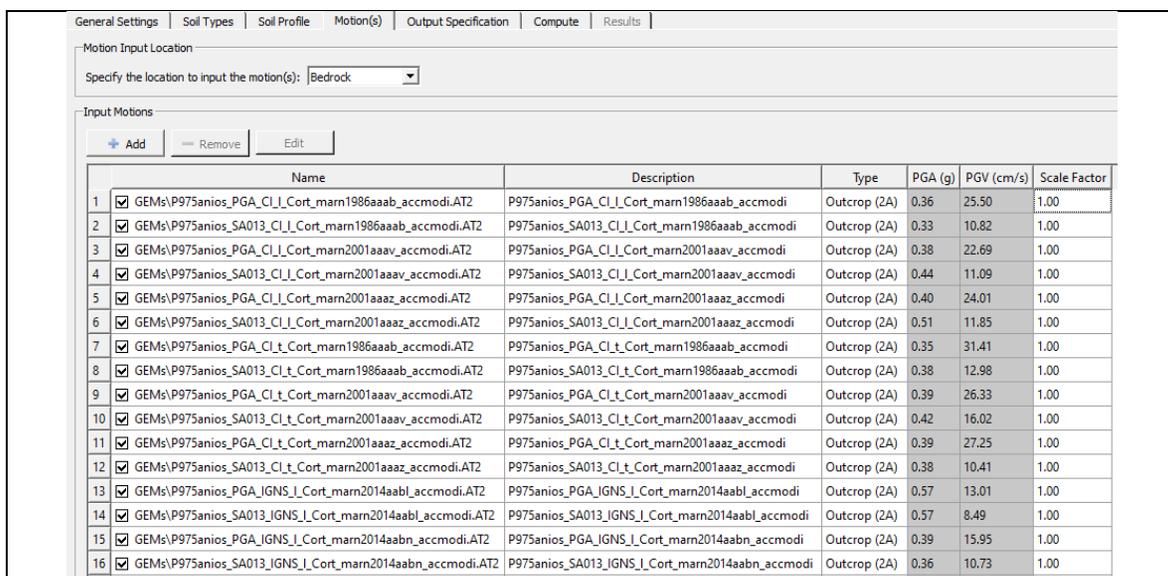
Hz), media (1-5 Hz) y baja frecuencia (0.5-1 Hz) del UHS. Para simplificar el conjunto de registros a derivar se agrupó los registros en Alta Frecuencia [PGA y SA (0.13333s)] y Baja Frecuencia [SA(0.5s) y SA(0.15s)].



Depth (m)	Thickness (m)	Soil Type	Vs (m/s)
1	0.00	Suelo de relleno con una capa fina, gris, suelto y material de TBJ de relleno	275.00
2	2.38	Caída de pómez y cenizas mal clasificadas. TB2 (Caldera de Ilopango)	275.00
3	4.50	Flujos y oleadas piroclásticas. TB3 (Caldera de Ilopango)	275.00
4	6.00	Flujos y oleadas piroclásticas. TB3 (Caldera de Ilopango)	670.00
5	6.90	Flujos piroclásticos y pómez de caída dacíticos. G1 (Volcán Boquerón)	670.00
6	9.60	Pómez de caída riolítica. TB4 (Caldera de Ilopango)	670.00
7	15.75	Ignimbrita hidrotermalizada rica en arcillas	670.00
8	16.90	Ignimbrita hidrotermalizada rica en arcillas	908.00
9	18.90	Ignimbrita parcialmente hidrotermalizada	908.00
10	23.55	Ignimbrita_1 félsica indiferenciada (Caldera de Ilopango)	908.00
11	31.50	Ignimbrita_1 félsica indiferenciada (Caldera de Ilopango)	1368.00
12	36.60	Sedimentos retrabajados	1368.00
13	39.05	Ignimbrita_2 félsica indiferenciada (Caldera de Ilopango)	1368.00
14	43.30	Ignimbrita_2 félsica indiferenciada (Caldera de Ilopango)	1388.00
15	44.10	Ignimbrita_2 félsica indiferenciada (Caldera de Ilopango)	1388.00
16	50.00	Half-Space Bedrock	1388.00

Figura 110. Construcción de perfil y asignación de Vs para pozo de DIGESTYC en Strata. Fuente: MARN 2020

Así como se planteaba en la tabla 12, para el sitio de DIGESTYC se utilizaron un total de 918 registros de fuente superficial y 4424 registros de fuente subducción intraplaca (ya considerados en suelo firme), distribuidos en los siete períodos de retorno y los dos grupos de períodos condicionantes. En la figura 111 se muestra un extracto de los diferentes sismos aplicados con su respectiva identificación y cálculo de PGA y PGV, para el conjunto de registros de Alta Frecuencia y un período de retorno de 975 años.



Name	Description	Type	PGA (g)	PGV (cm/s)	Scale Factor	
1	GEMs\P975sanios_PGA_CI_I_Cort_marn1986aaab_accmodi.AT2	P975sanios_PGA_CI_I_Cort_marn1986aaab_accmodi	Outcrop (2A)	0.36	25.50	1.00
2	GEMs\P975sanios_SA013_CI_I_Cort_marn1986aaab_accmodi.AT2	P975sanios_SA013_CI_I_Cort_marn1986aaab_accmodi	Outcrop (2A)	0.33	10.82	1.00
3	GEMs\P975sanios_PGA_CI_I_Cort_marn2001aaav_accmodi.AT2	P975sanios_PGA_CI_I_Cort_marn2001aaav_accmodi	Outcrop (2A)	0.38	22.69	1.00
4	GEMs\P975sanios_SA013_CI_I_Cort_marn2001aaav_accmodi.AT2	P975sanios_SA013_CI_I_Cort_marn2001aaav_accmodi	Outcrop (2A)	0.44	11.09	1.00
5	GEMs\P975sanios_PGA_CI_I_Cort_marn2001aaaz_accmodi.AT2	P975sanios_PGA_CI_I_Cort_marn2001aaaz_accmodi	Outcrop (2A)	0.40	24.01	1.00
6	GEMs\P975sanios_SA013_CI_I_Cort_marn2001aaaz_accmodi.AT2	P975sanios_SA013_CI_I_Cort_marn2001aaaz_accmodi	Outcrop (2A)	0.51	11.85	1.00
7	GEMs\P975sanios_PGA_CI_t_Cort_marn1986aaab_accmodi.AT2	P975sanios_PGA_CI_t_Cort_marn1986aaab_accmodi	Outcrop (2A)	0.35	31.41	1.00
8	GEMs\P975sanios_SA013_CI_t_Cort_marn1986aaab_accmodi.AT2	P975sanios_SA013_CI_t_Cort_marn1986aaab_accmodi	Outcrop (2A)	0.38	12.98	1.00
9	GEMs\P975sanios_PGA_CI_t_Cort_marn2001aaav_accmodi.AT2	P975sanios_PGA_CI_t_Cort_marn2001aaav_accmodi	Outcrop (2A)	0.39	26.33	1.00
10	GEMs\P975sanios_SA013_CI_t_Cort_marn2001aaav_accmodi.AT2	P975sanios_SA013_CI_t_Cort_marn2001aaav_accmodi	Outcrop (2A)	0.42	16.02	1.00
11	GEMs\P975sanios_PGA_CI_t_Cort_marn2001aaaz_accmodi.AT2	P975sanios_PGA_CI_t_Cort_marn2001aaaz_accmodi	Outcrop (2A)	0.39	27.25	1.00
12	GEMs\P975sanios_SA013_CI_t_Cort_marn2001aaaz_accmodi.AT2	P975sanios_SA013_CI_t_Cort_marn2001aaaz_accmodi	Outcrop (2A)	0.38	10.41	1.00
13	GEMs\P975sanios_PGA_IGNS_I_Cort_marn2014aabl_accmodi.AT2	P975sanios_PGA_IGNS_I_Cort_marn2014aabl_accmodi	Outcrop (2A)	0.57	13.01	1.00
14	GEMs\P975sanios_SA013_IGNS_I_Cort_marn2014aabl_accmodi.AT2	P975sanios_SA013_IGNS_I_Cort_marn2014aabl_accmodi	Outcrop (2A)	0.57	8.49	1.00
15	GEMs\P975sanios_PGA_IGNS_I_Cort_marn2014aabl_accmodi.AT2	P975sanios_PGA_IGNS_I_Cort_marn2014aabl_accmodi	Outcrop (2A)	0.39	15.95	1.00
16	GEMs\P975sanios_SA013_IGNS_I_Cort_marn2014aabl_accmodi.AT2	P975sanios_SA013_IGNS_I_Cort_marn2014aabl_accmodi	Outcrop (2A)	0.36	10.73	1.00

Figura 111. Asignación de registros acelerográficos en roca para conjunto de Alta Frecuencia y un período de retorno de 975 años, para el pozo de DIGESTYC en Strata. Fuente: MARN 2020

Estos registros han sido aplicados en el lecho donde ya se considera un estrato rocoso, justificado con velocidades de ondas de corte mayores a los 760 m/s. De acuerdo a lo explicado en el apartado 2.6.1.2.2, el tipo de aplicación del registro acelerográfico debe ser de "Rock outcrop motion" junto a una base de lecho rocoso elástica; para permitir la interacción suelo-roca y la radiación de las ondas reflejadas.

7.2.3 Resultados de modelos analíticos

En el caso de la modelación analítica de los pozos, solamente se variaran las propiedades no lineales de las curvas dinámicas, siguiendo el modelo de incertidumbre de [Darendeli, 2001] (explicado en el apartado 5.5.2.4).

Este modelo será procesado a través de simulaciones Monte Carlo con un total de 100 realizaciones, utilizando como variables aleatorias el módulo de reducción de corte ($G/G_{m\acute{a}x}$) y amortiguamiento histerético (D); con un coeficiente de correlación negativa entre variables. Como se explica en el apartado 5.5.2.4.1, las variables ($G/G_{m\acute{a}x}$) y (D) se distribuyen normalmente en cada nivel de deformación, y para evitar la simulación de valores no físicos de $G=G_{m\acute{a}x}$ y D , las distribuciones normales se truncaron en 0.05 y 1.0 para $G=G_{m\acute{a}x}$ y 0.1% y 15% para D . El coeficiente de correlación utilizado es de -0.5 para modelar la correspondencia negativa entre las curvas ($G/G_{m\acute{a}x}$) y (D).

El programa Strata tiene la capacidad de poder mostrar diferentes resultados que el usuario desee respecto a la modelación. Para este caso, de los sitios específicos de pozos, se desea exportar los resultados siguientes:

- La función de transferencia ("Spectral Ratio") resultante entre el lecho rocoso y la superficie (atravesando los diferentes espesores de los tipos del suelo del perfil).
- Espectros de respuesta en el lecho rocoso y el calculado en la superficie.
- Dado que se considerará la variación en las propiedades dinámicas, se desea observar la variabilidad de las curvas [$G/G_{m\acute{a}x}$] y [D] en las realizaciones hechas con las simulaciones Monte Carlo.

Seguidamente, se realiza un post-proceso de los resultados con el fin de determinar la variación de los períodos predominantes encontrados que pudiese experimentar el sitio bajo diferentes conjuntos de registros acelerográficos, la influencia de las dos fuentes sísmicas dominantes y la variabilidad en los niveles de intensidad del movimiento del terreno asociados a los períodos de retorno.

7.2.3.1 Funciones de transferencia

En las figuras 112 y 114 se visualizan únicamente los resultados para los períodos de retorno de 17, 475 y 2475 años. En las gráficas se muestran el cálculo de la mediana y sus respectivas desviaciones estándar.

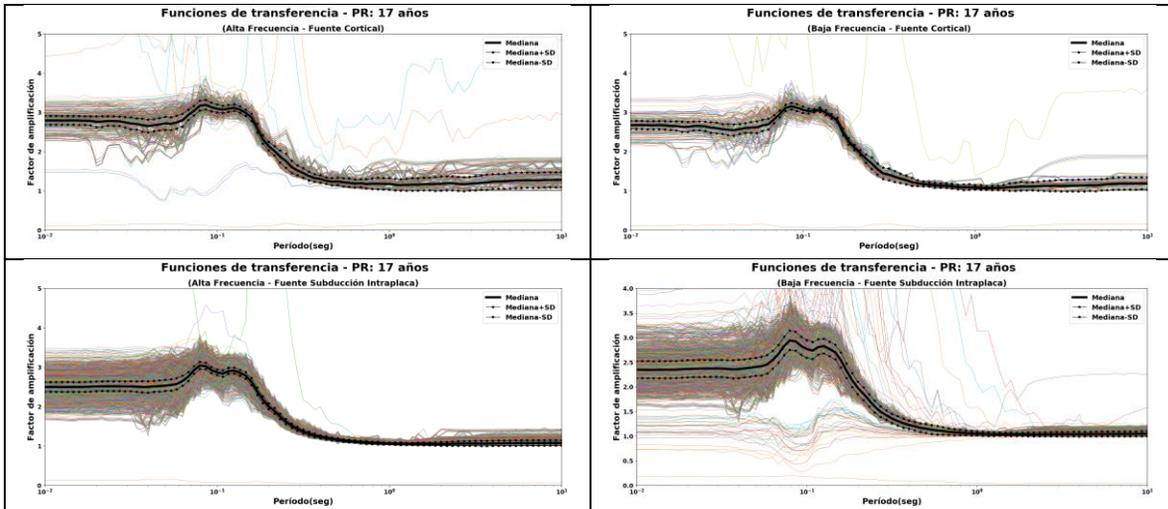


Figura 112. Funciones de transferencia para un periodo de retorno de 17 años, ambas fuentes sísmicas dominantes y dos conjuntos de registros acelerográficos de alta y baja frecuencia, para el pozo de DIGESTYC. Fuente: MARN 2020

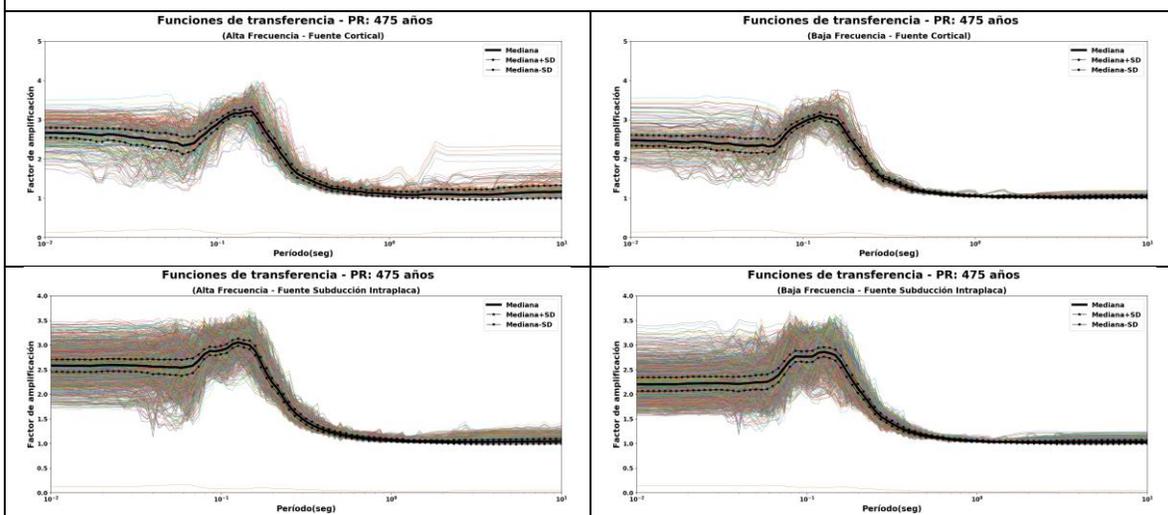


Figura 113. Funciones de transferencia para un periodo de retorno de 475 años, ambas fuentes sísmicas dominantes y dos conjuntos de registros acelerográficos de alta y baja frecuencia, para el pozo de DIGESTYC. Fuente: MARN 2020

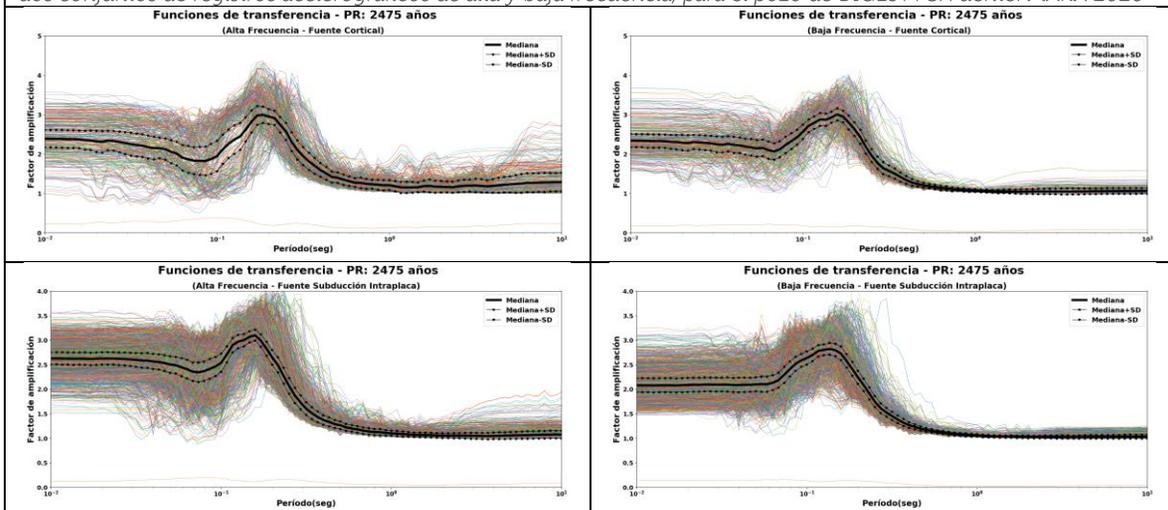


Figura 114. Funciones de transferencia para un periodo de retorno de 2475 años, ambas fuentes sísmicas dominantes y dos conjuntos de registros acelerográficos de alta y baja frecuencia, para el pozo de DIGESTYC. Fuente: MARN 2020

Posteriormente en la figura 115, se visualiza las medianas de cada período de retorno, fuente sísmica y conjunto de registros acelerográficos.

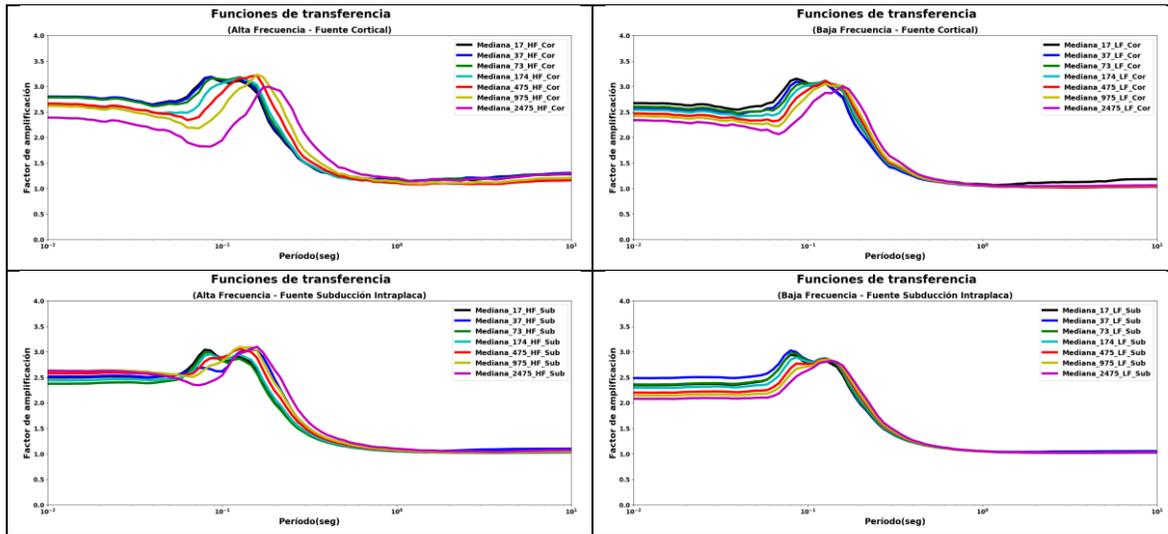


Figura 115. Mediana de funciones de transferencia para cada período de retorno, ambas fuentes sísmicas dominantes y dos conjuntos de registros acelerográficos de alta y baja frecuencia, para el pozo de DIGESTYC. Fuente: MARN 2020

Finalmente, en la figura 116 se muestra un gráfico con la convolución de todas las medianas de los resultados de las modelaciones analíticas, y se determina la variación de los períodos predominantes que pudiese experimentar el sitio bajo diferentes conjuntos de registros acelerográficos, la influencia de las dos fuentes sísmicas dominantes y la variabilidad en los niveles de intensidad del movimiento del terreno asociados a los períodos de retorno. De la figura se obtiene que para el sitio de DIGESTYC los períodos predominantes podrían variar desde 0.08 s hasta 0.19 s, junto a factores de amplificación del orden 2.0 a 3.3 a lo largo de toda la banda espectral.

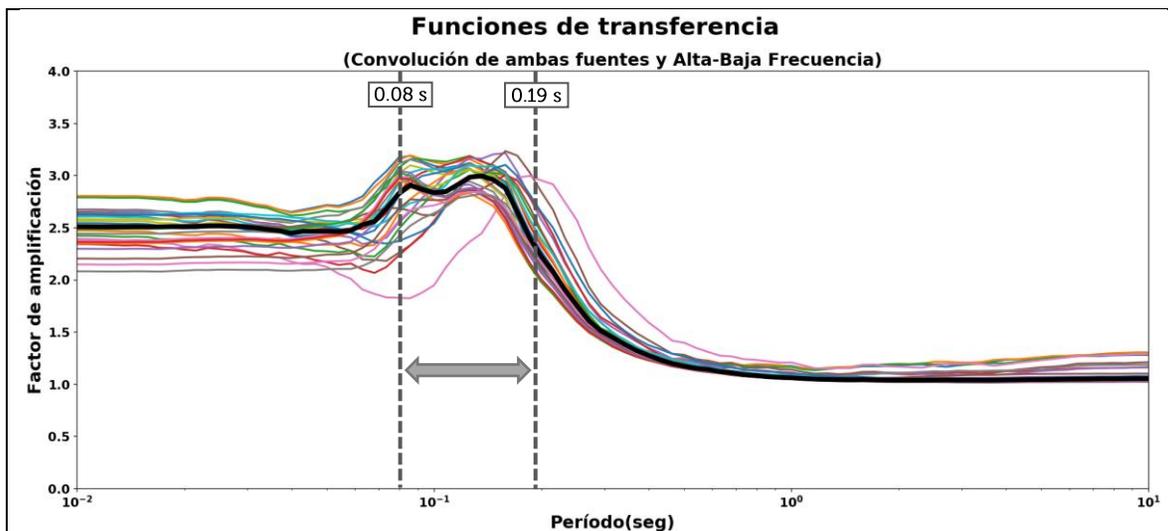


Figura 116. Convolución de las medianas de funciones de transferencia para cada período de retorno, ambas fuentes sísmicas dominantes y dos conjuntos de registros acelerográficos de alta y baja frecuencia, para el pozo de DIGESTYC, definiendo el rango de variación de períodos predominantes que el sitio podría experimentar. Fuente: MARN 2020

A manera de comparación, en la figura 117 se muestran los resultados obtenidos para el sitio del pozo de Aviación Civil en el Aeropuerto de Ilopango (AAC-AEIL). En este caso, únicamente se presentan las funciones de transferencia para la fuente Cortical y el conjunto de registros matcheados en la banda de alta frecuencia, junto a la extracción de cada una de sus medianas y desviaciones estándar.

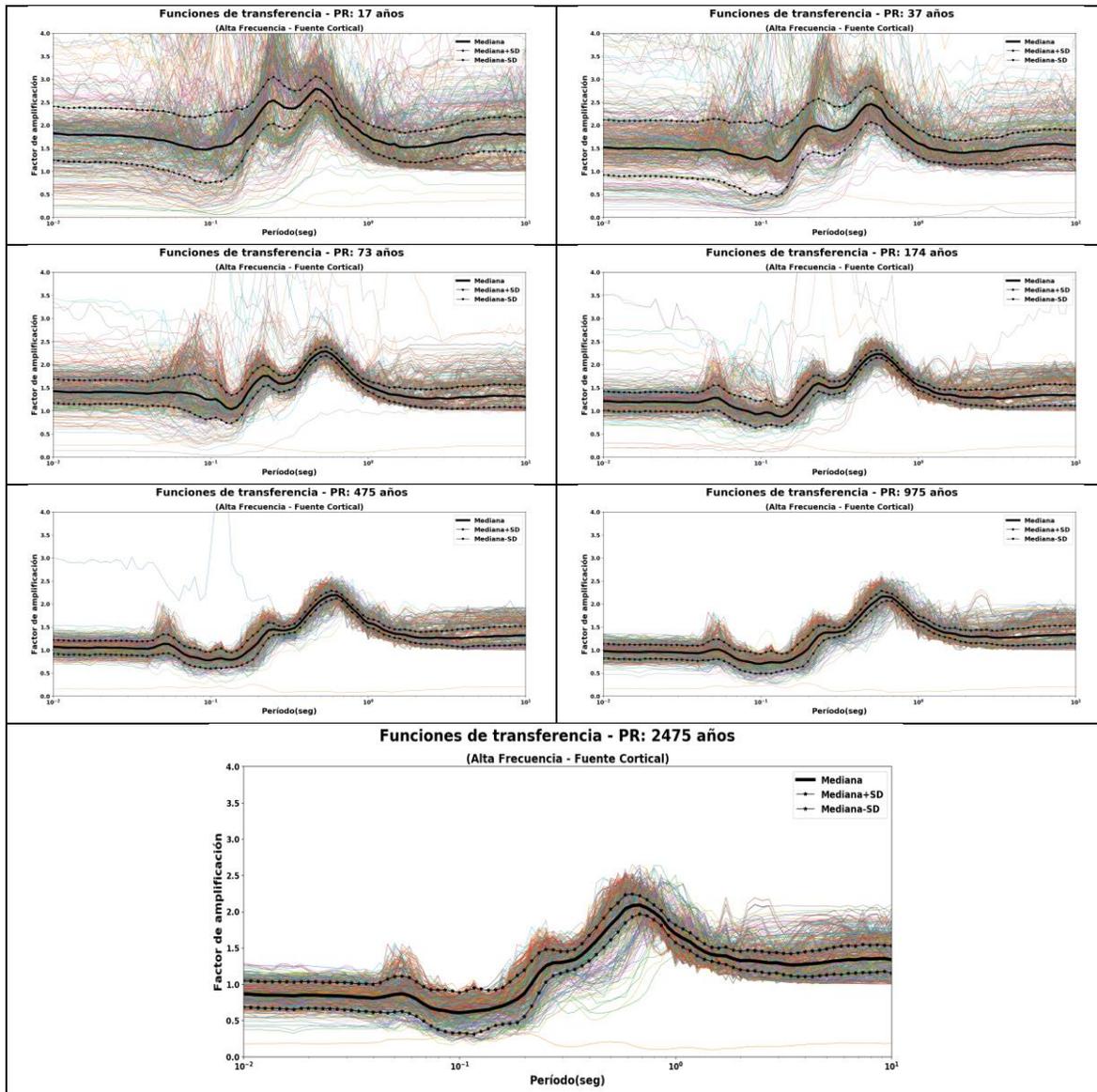


Figura 117. Funciones de transferencia para los siete periodos de retorno, de la fuente cortical y el conjunto de registros acelerográficos de alta frecuencia, para pozo de Aviación Civil-Aeropuerto de Ilopango. Fuente: MARN 2020

Finalmente, en la figura 118 se muestran la convolución de los resultados para esta fuente cortical y registros de alta frecuencia, determinando la variación en el rango de períodos que el sitio pudiese experimentar frente a estos niveles de intensidad. Cabe destacar, que aún falta considerar los sismos de subducción de Intraplaca que podrían exponer otros períodos característicos. De la figura se obtiene que para el sitio de Aviación Civil los

períodos predominantes podrían variar desde 0.20 s hasta 0.80 s, los cuales presentan una buena correspondencia con los valores de medio a largo período esperados en esa zona, donde existen importantes espesores de TBJ no consolidada. Los factores de amplificación oscilan entre 0.95 a 2.75 a lo largo de toda la banda espectral.

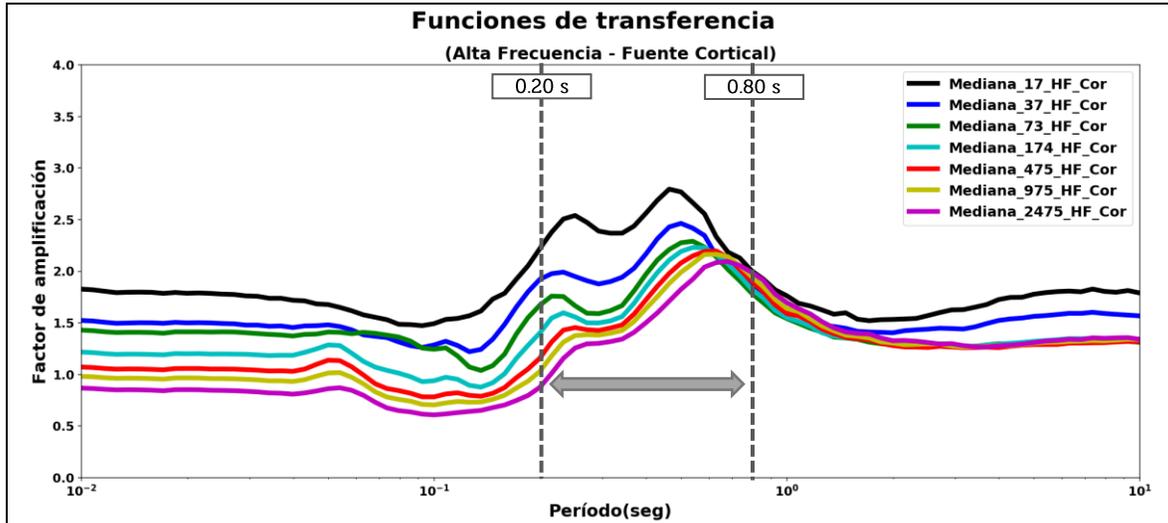
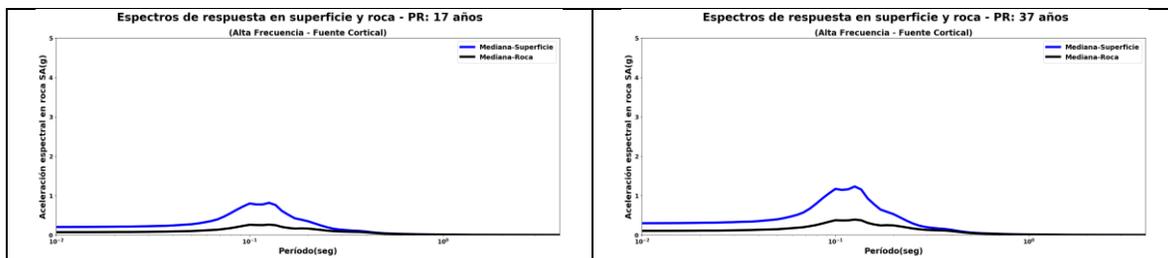


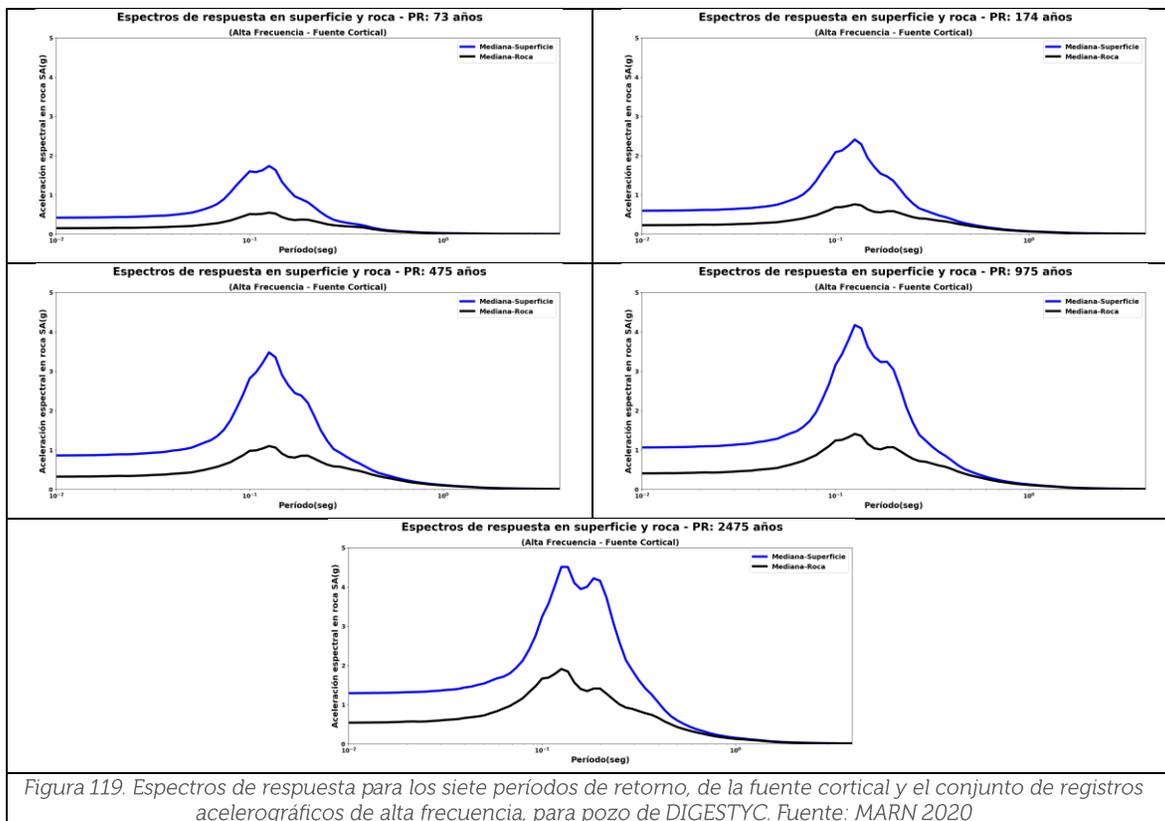
Figura 118. Convolución medianas de funciones de transferencia para cada período de retorno, con la fuente cortical y el conjunto de registros acelerográficos de alta frecuencia, para pozo de Aviación Civil-Aeropuerto de Ilopango, definiendo rango de variación de períodos predominantes que el sitio podría experimentar. Fuente: MARN 2020

7.2.3.2 Espectros de respuesta

En la figura 119 se observan los resultados de los espectros de respuesta tanto en el lecho rocoso como en la superficie, para los siete períodos de retorno, la fuente sísmica cortical y el conjunto de registros de alta Frecuencia.

Es evidente la variación de las formas espectrales a medida se va variando el nivel de intensidad con el incremento de los períodos de retorno; sin embargo, no se podría inferir si los factores de amplificación poseen también un incremento. Lo anterior, obedece a que físicamente se espera que a medida incrementen los niveles de aceleración en roca, dichos factores presentarían una deamplificación debido al comportamiento no-lineal de la columna de suelo. Estos resultados se obtendrán más adelante, cuando se determine funciones de amplificación en función de los niveles de aceleración en roca, para determinados períodos o frecuencias estructurales específicos.

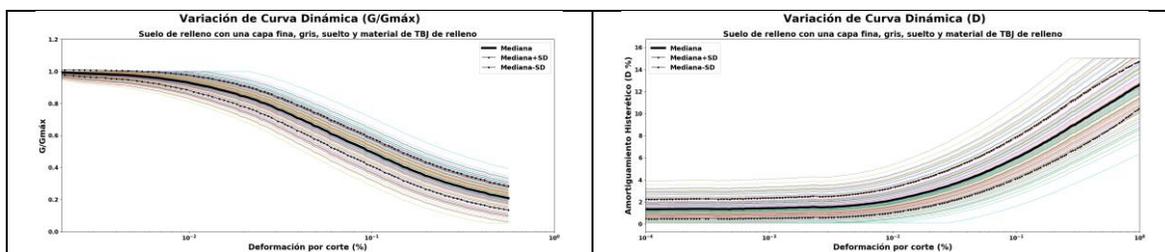


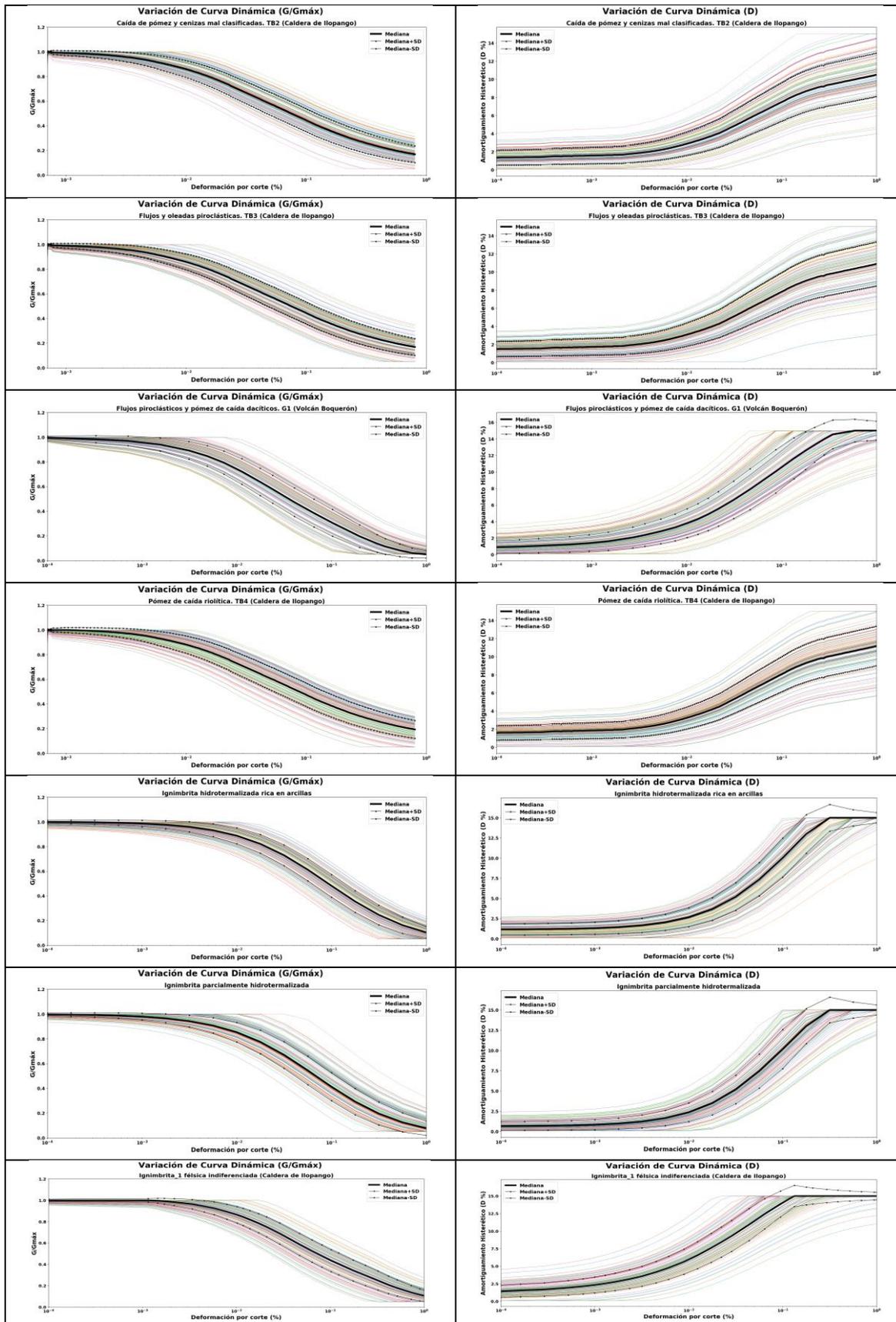


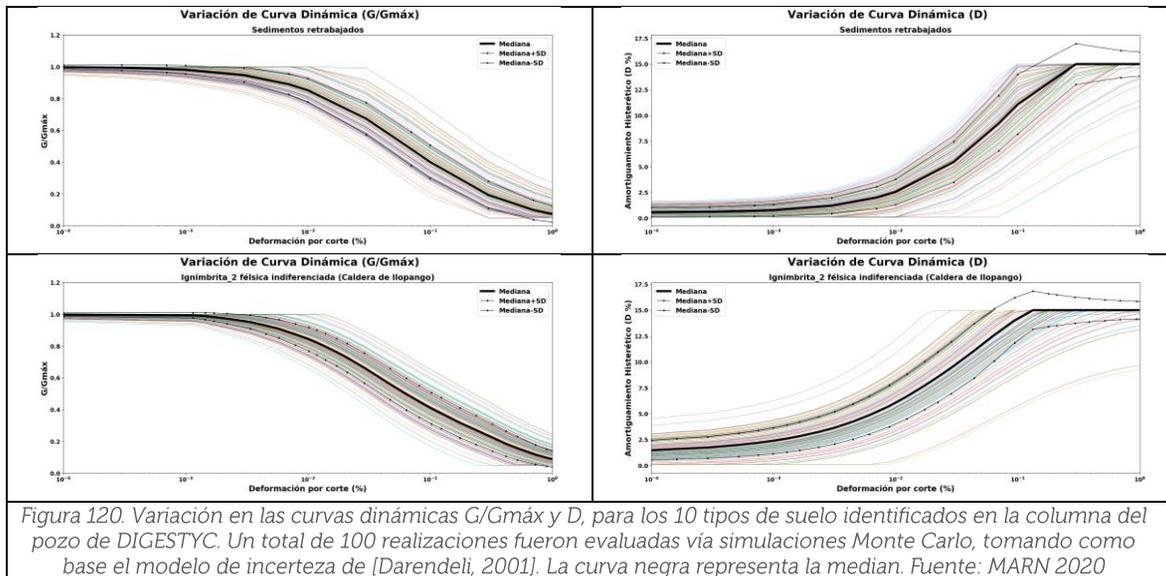
7.2.3.3 Variación de propiedades dinámicas

En la figura 120 se visualizan los resultados de la variación de las curvas dinámicas de cada tipo de suelo identificado en la columna de suelo, del pozo en DIGESTYC. Esta actividad se ha realizado para garantizar el tratamiento de la incerteza existente del comportamiento dinámico de cada estrato de suelo, debido a que no se poseen en este momento curvas específicas. Por lo que se ha recurrido a esta variación vía simulaciones Monte Carlo, haciendo un total de 100 realizaciones en base al modelo de incertidumbre propuesto por [Darendeli, 2001] explicado en el apartado 5.5.2.4.

Se contabilizan un total de 10 tipos de suelo de la columna del pozo de DIGESTYC, las cuales se muestran en la figura 120. Adicionalmente, en las sub-figuras se observa tanto la mediana de las curvas como sus desviaciones estándar respectivas. Por lo tanto, cada una de las curvas de las 100 generadas se utilizará para determinar la respuesta del sitio.







7.3 Etapa probabilística a nivel nacional

Esta segunda etapa de la metodología de análisis, como se ha mencionado anteriormente, se basa en una visión completamente probabilística en la determinación de las funciones de transferencia a nivel nacional, sobre zonas homogéneas de respuesta similar previamente identificadas correspondientes a la clasificación de tipos de suelos según la NEHRP 2020, los cuales se encuentran en términos del parámetro V_s30 .

Esta visión se fundamenta en la estimación de la respuesta esperada en la superficie y su asociada desviación estándar, debidas a las variaciones reales existentes en las propiedades del suelo (ya sea en propiedades geo-mecánicas y dinámicas), las cuales se podrían modelar mediante simulaciones Monte Carlo. Más detalle sobre la esencia de este procedimiento se explica en el apartado 5 y 5.5.1.

Dado que en esta ocasión, no se centra el análisis en un sitio específico; se procederá a no solamente variar las propiedades dinámicas (curvas de módulo de corte y amortiguamiento), sino que también se utilizarán como variables aleatorias: los perfiles de velocidad de corte, profundidad al lecho rocoso, variación real de espesores de las capas y el peso volumétrico de cada tipo de suelo; representando como puede ser la variación en un área finita, asociándolo a las zonas homogéneas preliminarmente configuradas. Este trabajo se ha realizado mediante la aplicación de distribuciones y modelos estadísticos previamente estudiados para este fin (explicados en el apartado 5.5.2), como es el caso de los Modelos de [Toro, G., 1995] y [Darendeli, 2001] y aplicados para cada zona de tipos de suelo, obteniendo los resultados en el apartado 5.6 y 5.7.

Para esta segunda etapa, se mostraran los resultados para los cinco tipos de suelo (BC, C, CD, D y DE) identificados en el apartado 4 y tabla 1 de este documento. Respecto a las

configuraciones generales del programa, es prácticamente similar a la que se explicó en el apartado 7.1, manteniendo el enfoque de análisis Equivalente Lineal con discretización automática de las capas (ver apartado 2.6.1.2.6) y la aplicación de series de tiempo de registros acelerográficos en el lecho asumido como suelo firme o roca.

Para la aplicación de los registros acelerográficos, se procedió a realizar una selección aleatoria de los mismos, manteniendo el cuidado de considerar registros asociados a los siete períodos de retorno. Lo anterior, con el fin de garantizar un espectro amplio de las aceleraciones en roca al momento de determinar las funciones de amplificación.

Cabe mencionar, que de acuerdo a las tablas de factores de amplificación determinadas por el código ASCE 7-16, ellos utilizan solamente movimientos de entrada provenientes de los resultados para el terremoto máximo considerado (*Maximum Considered Earthquake*, MCE) correspondiente a períodos de retorno de 2475 años.

Sin embargo, estos valores de aceleraciones provienen de todos los espectros obtenidos a lo largo de Estados Unidos, y pues, lógicamente se logra abarcar muchos valores de aceleraciones espectrales en roca para diferentes períodos estructurales.

Sin embargo, y dado los resultados obtenidos más adelante mediante nuestro procedimiento, se justifica que las amplitudes de los picos de las funciones de transferencia están controladas principalmente por la relación de amortiguación del suelo, asociado al nivel de dureza (ya sea blando o consolidado) que un estrato de suelo pueda tener respecto a su capacidad para deformarse por corte, donde la proporcionalidad directa de la dureza con los valores de la velocidad de ondas cortas al atravesar el estrato, está intrínsecamente relacionada.

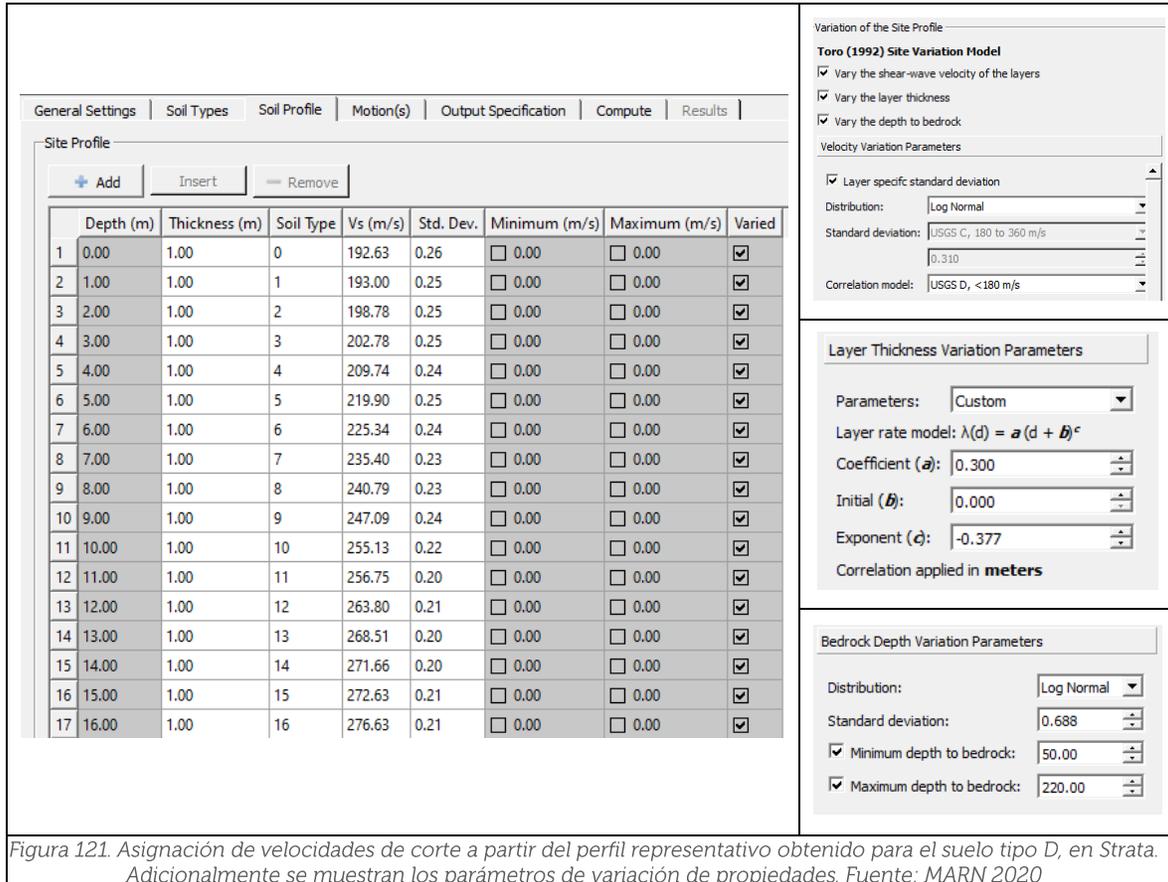
7.3.1 Asignación de velocidades de corte a capas de suelo

A manera de ejemplo, se mostrarán la asignación de los tipos de suelo, velocidades y desviaciones estándar para el Suelo tipo D - $210 \text{ m/s} \leq V_{s30} < 300 \text{ m/s}$.

En la figura 121 se observa la asignación de los valores de velocidad de corte y desviación estándar calculado para el perfil representativo obtenido para el tipo de suelo D, mostrado en la figura 43. Asimismo, se introducen los parámetros identificados en el Modelo de Toro (para la variación de las velocidades de corte y el espesor de las capas) y un modelo de distribución Log-normal para la variación de la variación de la profundidad del lecho rocoso.

Respecto a la variación de las velocidades de corte se considera una distribución Log-normal, especificando la desviación estándar obtenida en la figura 43 y se utiliza un modelo de correlación (entre la curva $G/G_{\text{máx}}$ y D) acorde al tipo de Suelo D. Este es el modelo encontrado por [Toro, G. 1995] que corresponde al llamado (USGS $D < 180 \text{ m/s}$).

Respecto a la variación de los espesores, se asignan los coeficientes obtenidos en el apartado 5.7.4, plasmados en la ecuación 24 y figura 48, donde en esta última, se muestran la variación de la tasa de transición (inverso del espesor de capas) con la profundidad del conjunto de perfiles de suelo categorizados como tipo D.



7.3.2 Asignación de curvas dinámicas

Como primer punto, es colocar el valor empírico del peso unitario a cada capa, la cual se ha estimado en función del valor de las velocidades de corte obtenidas en el perfil característico. Como se dijo antes, se utilizan las regresiones numéricas de [Panjamani, A. et al, 2016], presentadas en la tabla 4 de este documento.

De manera similar como en la primera etapa, en esta segunda también se realizará una variación en las propiedades dinámicas, debido a que no se poseen curvas propias y categorizadas para tipos de suelo específico. Sin embargo, para cuando ya se obtenga el equipo para realizar ensayos dinámicos, se procurará ir agrupando dichas curvas resultantes de acuerdo a tipos de suelo; para luego en un futuro, lograr realizar el mismo procedimiento que se llevó a cabo con el conjunto de perfiles de velocidades, donde en este caso, se tendría como objetivo determinar curvas dinámicas representativas para el tipo de suelo en cuestión.

Por lo tanto, para lograr una comparación coherente entre los diferentes tipos de suelo se usarán las curvas de [Darendeli, 2001], las cuales presentan una forma más robusta y genérica para ser utilizadas en suelos de grano grueso y fino.

No obstante, se ha sido cuidadoso al momento de aplicar una curva dinámica en estratos que ya presenten velocidades de corte más grandes con la profundidad, las cuales lógicamente se asocian a estratos más competentes, por lo que se asignarán curvas dinámicas correspondientes a Gravas y Rocas, explicadas en los apartados 5.3.1 y 5.3.2, respectivamente.

En estas curvas de Darendeli, se ha considerado utilizar un valor medio de Índice de Plasticidad (PI %), entre los que se indican en la tabla 14. Este PI fue asignado con un valor de 10. De igual manera, se fue determinando el esfuerzo de confinamiento medio efectivo (σ'_m) para cada capa en profundidad, considerando que no existe influencia del nivel freático, es decir, asumiendo un nivel freático muy profundo.

Finalmente, se optó por utilizar una relación de sobreconsolidación (OCR) de 1.0, una frecuencia de excitación de 1.0 Hz y un número de ciclos de 10; los cuales son valores genéricos que [Darendeli, 2001] propone a usar cuando no se tiene información específica de estos parámetros. En la figura 122 se muestra la asignación de las curvas dinámicas para las diferentes capas a cada metro del perfil, así como también los parámetros del modelo de Darendeli y la tabla de valores de $G/G_{m\acute{a}x}$ sobre la capa 13.

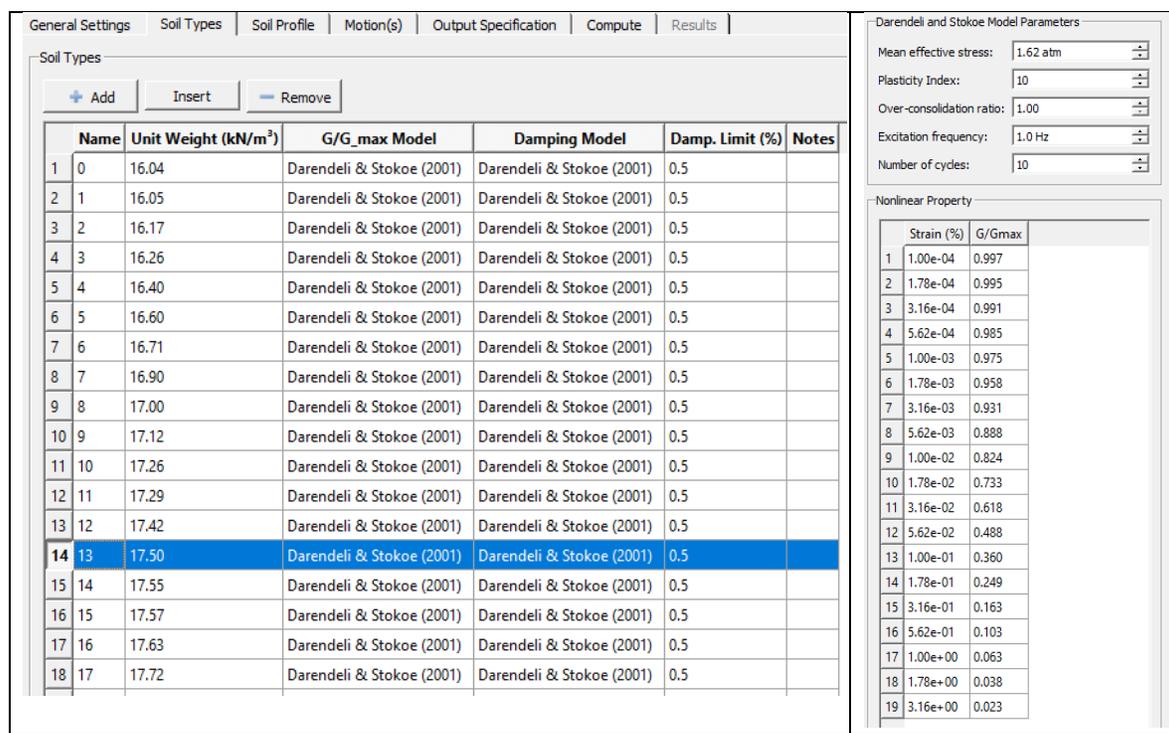


Figura 122. Asignación de curvas dinámicas de [Darendeli, 2001] en capas identificadas para el tipo de suelo D. A la derecha se muestran los parámetros utilizados y la tabla de curva dinámica ($G/G_{m\acute{a}x}$) obtenida. Fuente: MARN 2020

7.3.3 Asignación de registros acelerográficos en lecho rocoso

Como bien se explicó en el apartado 7.2.2, se obtuvieron una diversa gama de registros acelerográficos en suelo firme, los cuales atravesaron un proceso de matcheo de espectros de respuesta, condicionándose para cuatro periodos estructurales que cubriesen toda la banda espectral de los espectros de amenaza uniforme (UHS), para los siete periodos de retorno evaluados y para las dos fuentes sísmicas que contribuyen más a la amenaza sísmica. Finalmente, se hizo una simplificación del conjunto de registros, agrupándose en registros de Alta Frecuencia [PGA y SA (0.13333s)] y Baja Frecuencia [SA (0.5s) y SA (0.15s)].

Dado que en esta ocasión, no se encuentra analizando un sitio específico (como en la primera etapa), sino que un área considerada como zona de respuesta sísmica homogénea, la selección y aplicación de los registros acelerográficos a cada tipo de suelo fue hecha de forma aleatoria; considerando una muestra representativa de todos los registros obtenidos para los 16 sitios de pozos.

En total se contabilizan 167,738 registros entre todos los pozos, por lo que para facilitar el proceso de cálculo, se seleccionó una muestra aleatoria representativa de los siete periodos de retorno y las dos frecuencias. Esta muestra se basó en la utilización aleatoria de 7,000 registros por tipo de suelo, es decir, 1000 registros por cada periodo de retorno.

Básicamente, esta muestra representa un 4.17 % del total de registros, sin embargo, esta reducción se verá subsanada con el **número de realizaciones** asignadas para llevar a cabo las simulaciones Monte Carlo. Se han considerado un total de 25 realizaciones, sumando un total de 175,000 modelaciones; el cual es un número ligeramente mayor que el total de registros. Por otro lado, dado el acarreo e incremento de incertidumbre en cada uno de las etapas de este proceso, se ha optado por llevar a cabo 100 realizaciones para considerar la variación de las propiedades dinámicas.

7.3.4 Resultado de modelos analíticos

Una vez colocado todos los parámetros de entrada para cada tipo de suelo, se procede a realizar la modelación analítica para cada caso, de la misma manera que se hizo para el procedimiento de la primera etapa; estableciendo como datos de salida, tanto las funciones de transferencia, los espectros en roca y superficie, la variación de las propiedades dinámicas, y la variación obtenido en la forma de los perfiles estocásticos.

Como se mencionó anteriormente, en esta segunda etapa se realizarán 25 realizaciones para el modelamiento y 100 realizaciones para la variación de las propiedades dinámicas. Si bien se pudo optar por realizar 100 realizaciones para todos los parámetros, esto engrandecería de sobremanera el tiempo de cómputo. A manera de establecer un marco comparativo de tiempo de modelación, para un caso específico de un periodo de

retorno, un conjunto de registros respecto a su frecuencia y las realizaciones antes mencionadas a través de Monte Carlo; el programa Strata tarda ocho horas en finalizar y converger sus soluciones. Lo anterior, ejecutando el programa en una computadora con procesador Intel® Xeon® de 3.5 Ghz, 4 núcleos y 8 subprocesos, sistema operativo Windows 10 de 64 bits y una memoria RAM de 16 GB.

Por lo que, para un tipo de suelo que consta de catorce casos (es decir, siete períodos de retorno y dos frecuencias), se ha tardado aproximadamente cinco días. En definitiva, para el total de los cinco tipos de suelo, las modelaciones analíticas tomaron un tiempo de 24 días; convirtiéndose en 30 días totales debido a circunstancias equivocadas durante el proceso de modelación.

7.3.4.1 Variación en perfiles de velocidad estocásticos

Para visualizar la variedad en los perfiles estocásticos generados a través de la simulación de Monte Carlo, el programa Strata genera como dato de salida una diversidad de perfiles de velocidad de corte dependiendo del número de realizaciones consideradas.

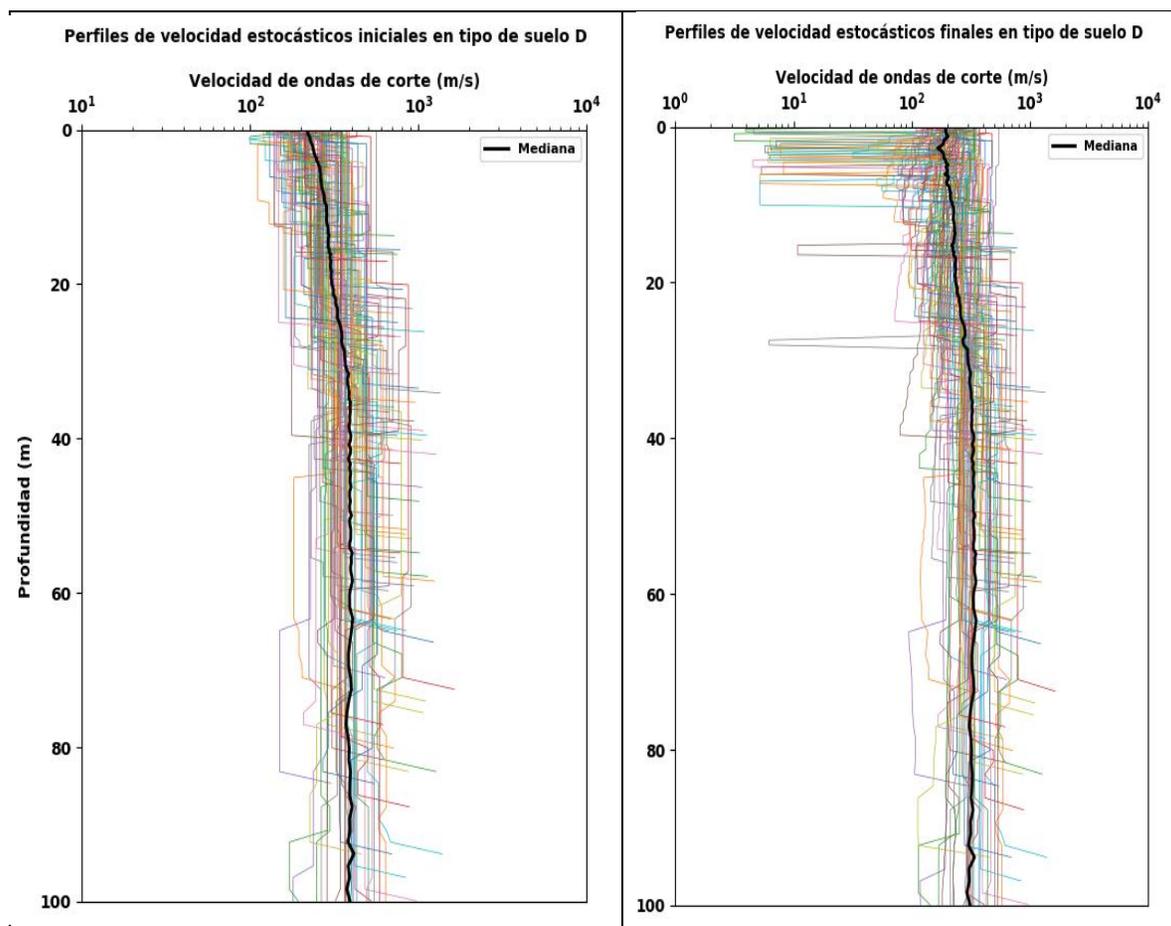


Figura 123. Variación de perfiles de velocidad generado estocásticamente por Strata al realizar 100 realizaciones vía Monte Carlo. En la izquierda se muestran los perfiles iniciales y a la derecha los perfiles finales, una vez se logre la convergencia del modelo analítico. Fuente: MARN 2020

Estos perfiles son automáticamente generados por Strata y se acoplan a los parámetros de entrada configurados para el tipo de suelo específico; tales como, los resultados de los modelos de velocidades y espesores propuestos por [Toro, G. 1995], las desviaciones estándar asociadas a cada capa y la variabilidad asumida del lecho rocoso.

En la figura 123 se aprecian los perfiles estocásticos generados en la parte inicial del cálculo de la modelación (figura de la izquierda) y los perfiles estocásticos finales (figura de la derecha) obtenidos después de que el software encuentra la convergencia en su solución, utilizando todas las consideraciones y parámetros de entrada. Es evidente que se contemplan una variedad de escenarios de columnas de suelo, los cuales en la realidad podrían existir dentro de la zona homogénea analizada.

7.3.4.2 Variación de propiedades dinámicas

En la figura 124 se visualizan los resultados de la variación de las curvas dinámicas de ($G/G_{m\acute{a}x}$) de dos capas específicas del tipo de suelo D, al efectuar 100 realizaciones mediante Monte Carlo. De estas dos capas, la primera se ubica a 12 metros y la otra se ubica a 41 metros. De esta figura se puede apreciar cómo afecta la presión de confinamiento a la tendencia y forma espectral de las curvas respecto al cambio de su deformación por corte. Esto es, que las curvas ($G/G_{m\acute{a}x}$) más someras son menos extendidas que las obtenidas para capas más profundas.

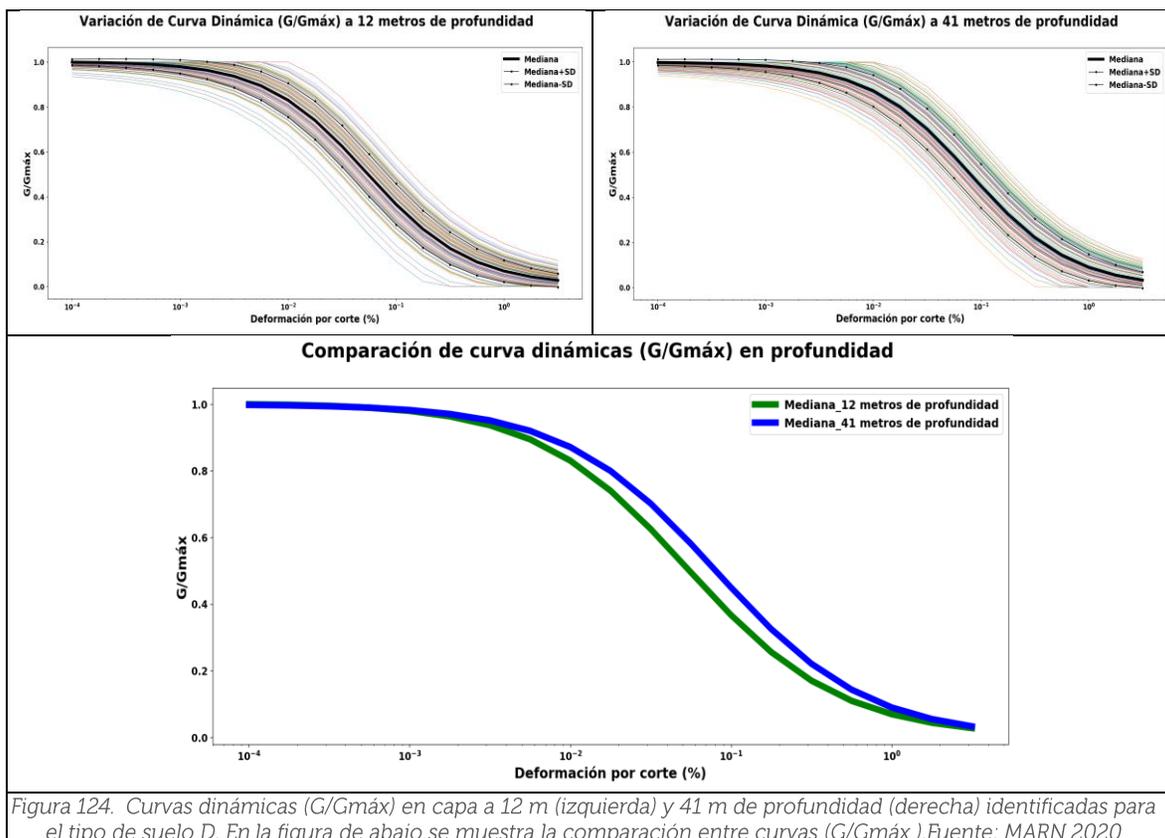


Figura 124. Curvas dinámicas ($G/G_{m\acute{a}x}$) en capa a 12 m (izquierda) y 41 m de profundidad (derecha) identificadas para el tipo de suelo D. En la figura de abajo se muestra la comparación entre curvas ($G/G_{m\acute{a}x}$). Fuente: MARN 2020

Por otro lado, en la figura 125 se observan los resultados de la variación de las curvas dinámicas de amortiguamiento hysterético (D) de las mismas dos capas. Tal como se esperaba, y dada la correlación negativa existente entre ambas curvas dinámicas; la presión de confinamiento presenta una proporcionalidad inversa con el amortiguamiento hysterético (D) de las capas de suelo.

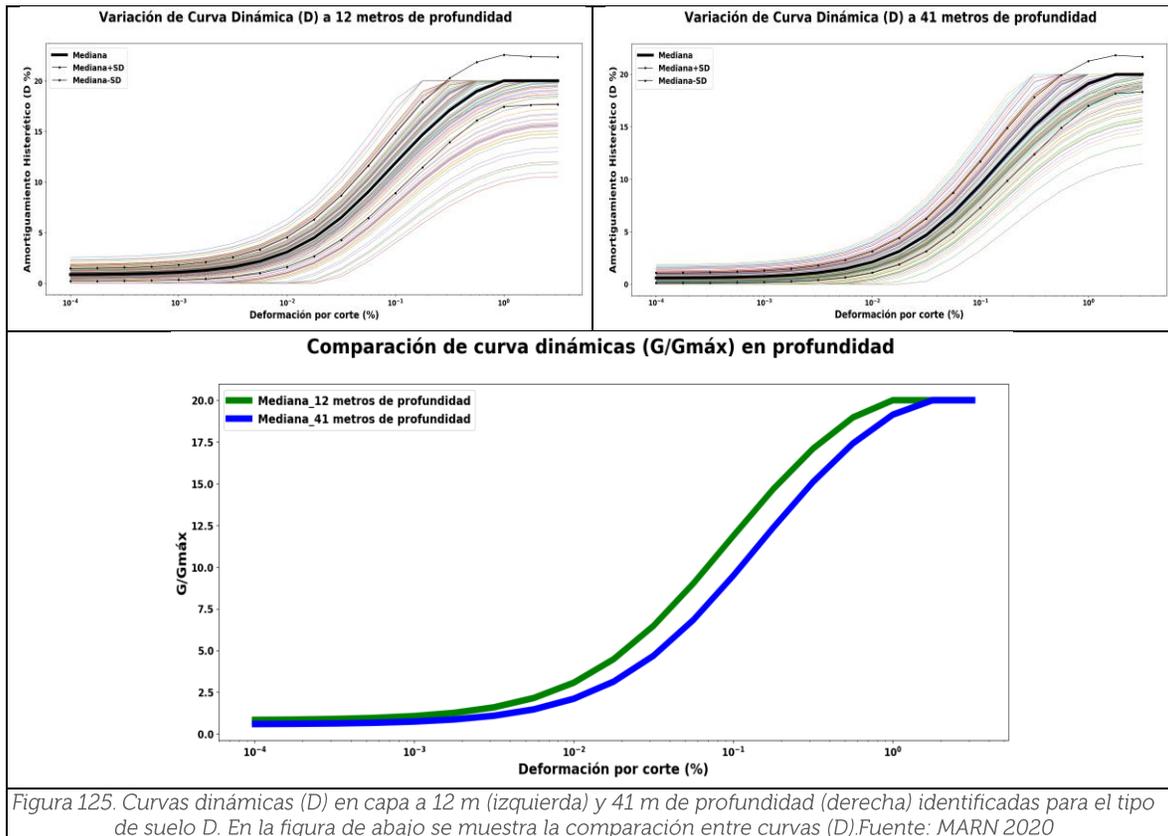


Figura 125. Curvas dinámicas (D) en capa a 12 m (izquierda) y 41 m de profundidad (derecha) identificadas para el tipo de suelo D. En la figura de abajo se muestra la comparación entre curvas (D). Fuente: MARN 2020

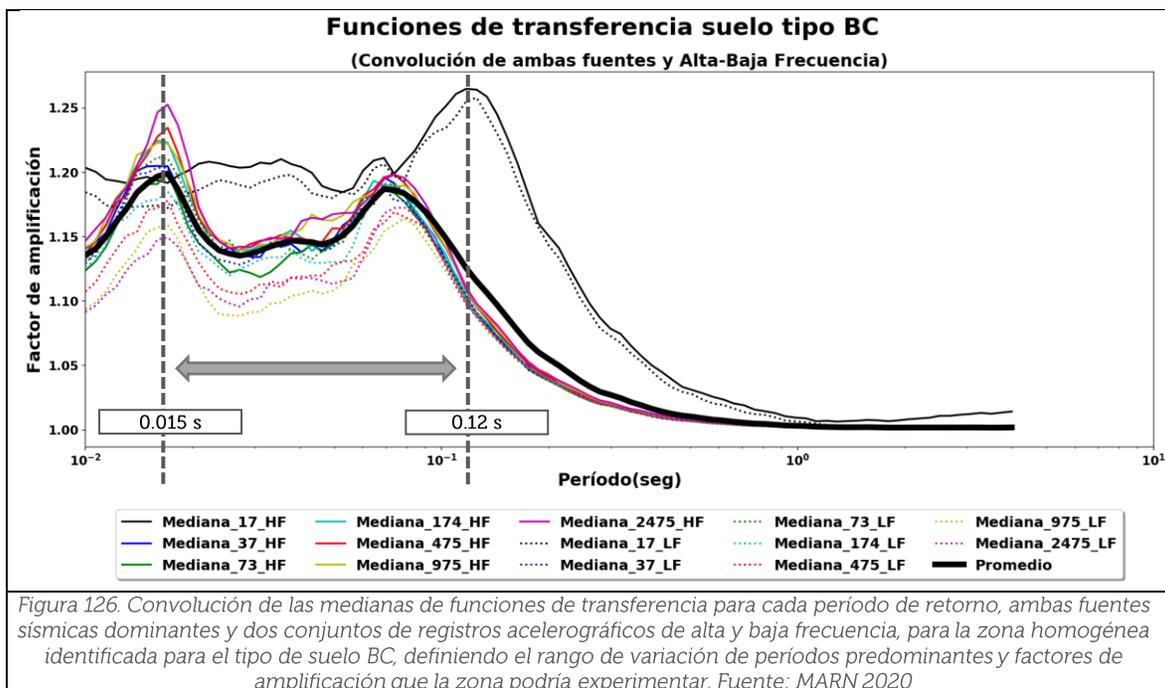
7.3.4.3 Funciones de transferencia

En las figuras que van desde la 126 a la 130, se muestra los gráficos de funciones de transferencia, correspondiente a la convolución de todas las medianas de los resultados de las modelaciones analíticas para cada uno de los cinco tipos de suelo (BC., C, CD, D, y DE) evaluados en este trabajo.

Adicionalmente, se determina la variación de los períodos predominantes que pudiese experimentar cada zona homogénea, debido a las diferentes realizaciones hechas mediante simulaciones Monte Carlo, las cuales son traducidas a partir de los conjuntos de registros acelerográficos de la representativa utilizada, la influencia de las dos fuentes sísmicas dominantes y la variabilidad en los niveles de intensidad del movimiento del terreno asociados a los períodos de retorno. A continuación, se muestran los resultados para cada tipo de suelo.

7.3.4.3.1 Tipo de Suelo BC

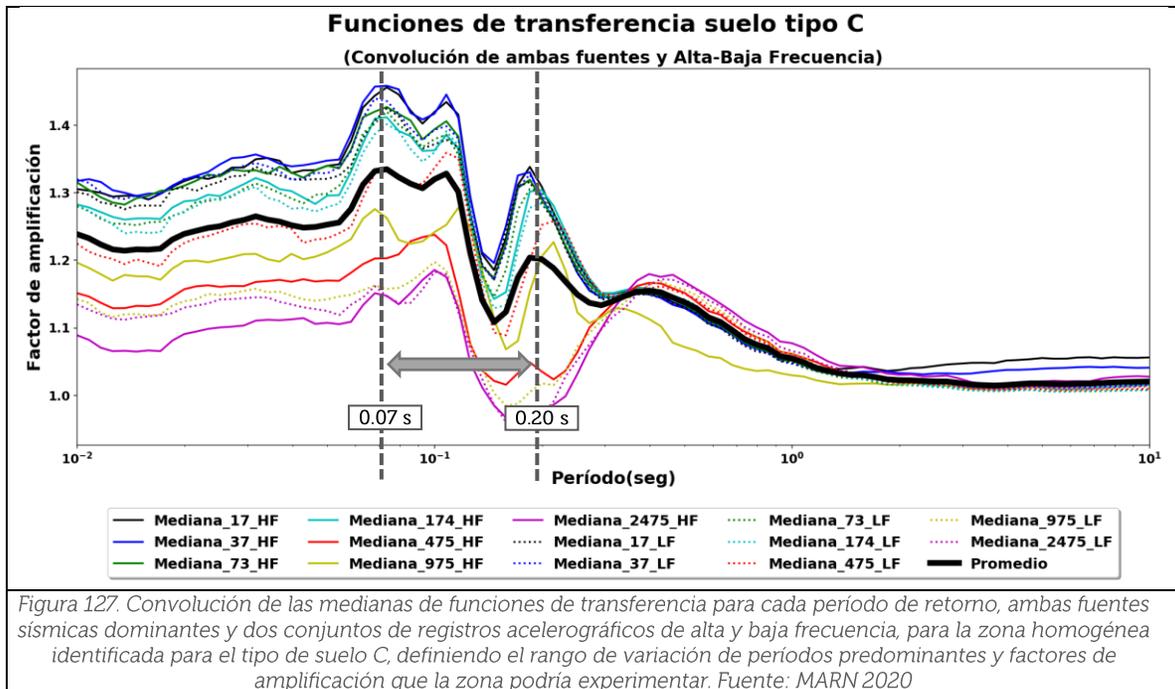
En la figura 126 se visualiza el rango de variación que pudiesen tener los períodos predominantes, ocurridos dentro de la zona homogénea de suelo tipo BC (V_{s30} entre 640 m/s y 910 m/s). Estos valores oscilan entre 0.015 s hasta 0.12 s; junto a factores de amplificación del orden 0.99 a 1.21 a lo largo de toda la banda espectral. Estos resultados son característicos de suelos definidos como Roca Blanda. En este grupo de clasificación de suelo, es común encontrarse con perfiles de suelo que contengan lavas levemente meteorizadas, junto con depósitos de flujos piroclásticos de gran espesor; como la erupción del Volcán de San Salvador y su unidad derivada (G1).



7.3.4.3.2 Tipo de Suelo C

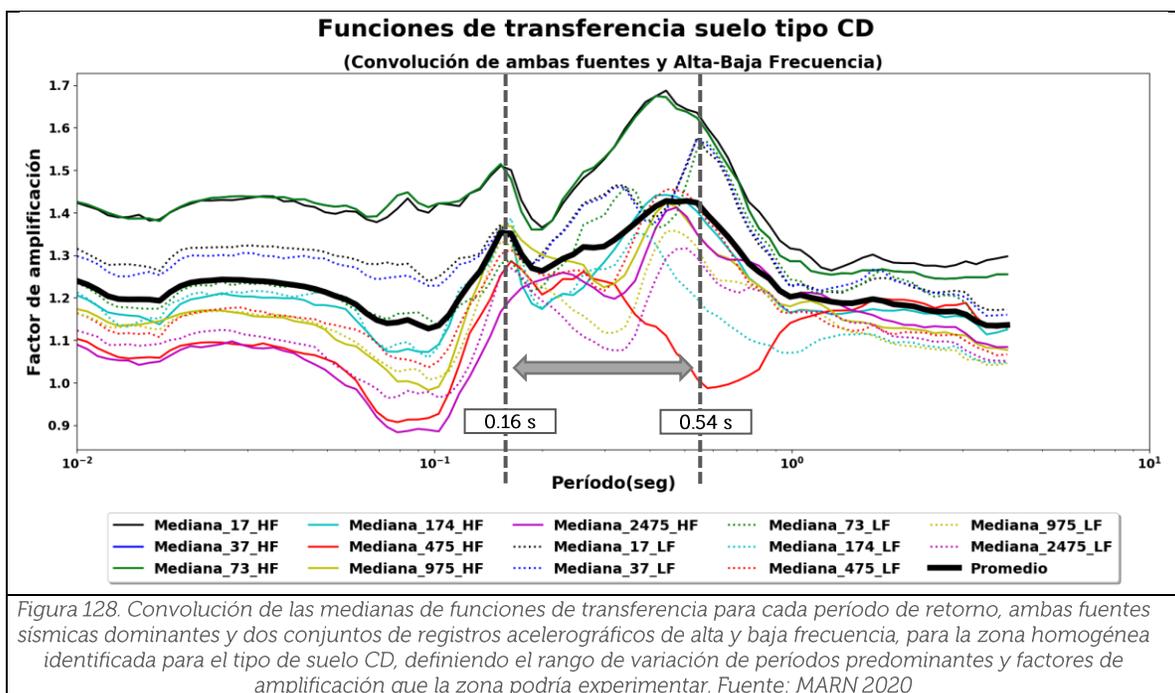
En la figura 127 se observa el rango de variación que pudiesen tener los períodos predominantes, ocurridos dentro de la zona homogénea de suelo tipo C (V_{s30} entre 440 m/s y 640 m/s). Estos valores oscilan entre 0.06 s hasta 0.20 s; junto a factores de amplificación del orden 0.96 a 1.38 a lo largo de toda la banda espectral. Estos resultados son característicos de suelos definidos como Suelo Duro o suelos muy densos.

En este tipo de suelos, se podrían encontrar perfiles que presenten estratos potentes de lavas fracturadas muy meteorizadas. De igual manera, ignimbritas máficas meteorizadas y productos antiguos derivados de la caldera de Ilopango, como lo son las Tobas Inferiores. Cabe mencionar, que esta zona homogénea del tipo de suelo "C", concentra la mayor extensión en el territorio nacional, de acuerdo al mapa de velocidades de ondas de corte a los 30 metros superiores, explicado en el apartado 4 de este documento.



7.3.4.3.3 Tipo de Suelo CD

En la figura 128 se observa el rango de variación que pudiesen tener los períodos predominantes, ocurridos dentro de la zona homogénea de suelo tipo CD (V_{s30} entre 300 m/s y 440 m/s). Estos valores oscilan entre 0.16 s hasta 0.54 s; junto a factores de amplificación del orden 0.90 a 1.79 a lo largo de toda la banda espectral.

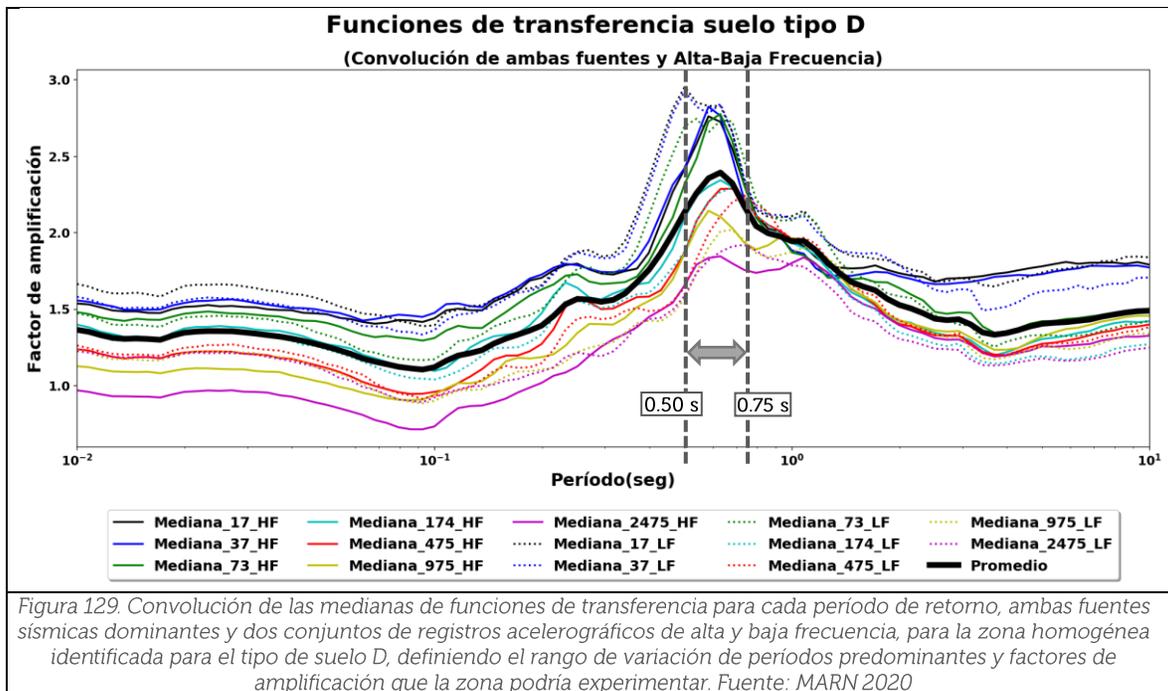


Estos resultados son característicos de suelos definidos como Suelo Medio Duro o densos. Acá se podrían encontrar perfiles que se constituyen principalmente de estratos de sedimentos aluviales rígidos, lahares meteorizados y productos menos antiguos de la caldera de Ilopango, denominados Tobas Superiores, ubicados éstos últimos a profundidades mayores, las cuales están sometidos a mayor presión confinante.

De igual manera, se pueden encontrar perfiles con espesores grandes alusivos a la unidad correspondiente a la última gran erupción de la caldera de Ilopango, catalogada como Tierra Blanca Joven (TBJ). Lo anterior, abarcaría principalmente las zonas proximales a la caldera, donde dichas secuencias de la erupción se van encontrando más consolidadas en profundidad.

7.3.4.3.4 Tipo de Suelo D

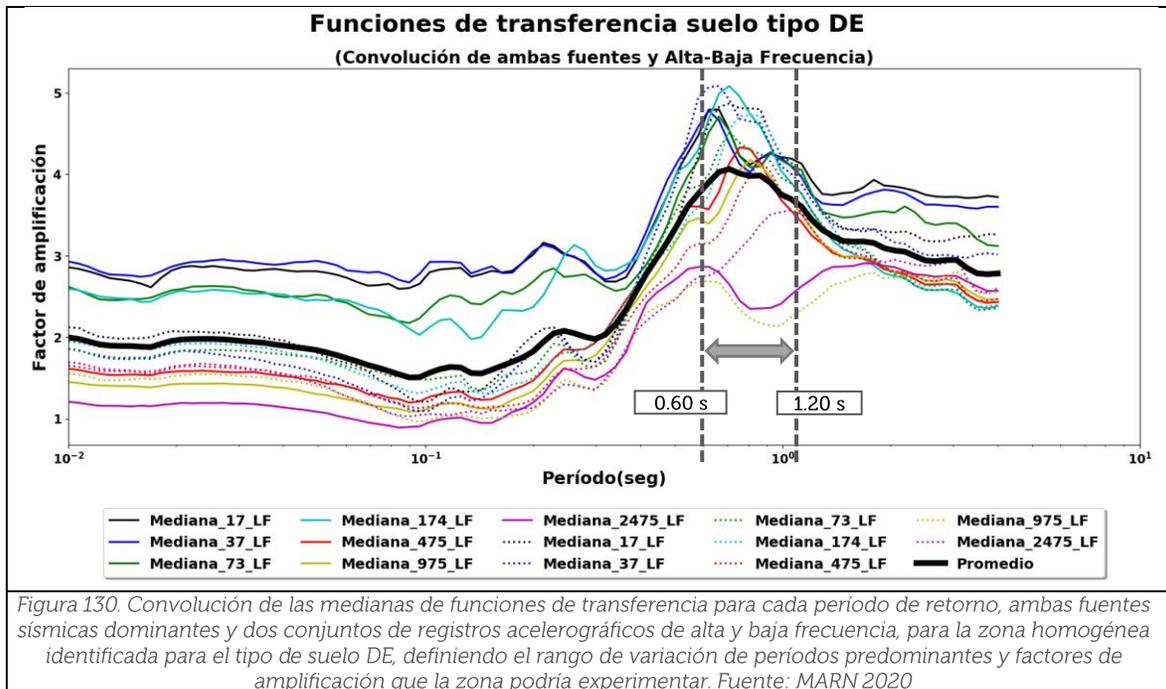
En la figura 129 se visualiza el rango de variación que pudiesen tener los períodos predominantes, ocurridos dentro de la zona homogénea de suelo tipo D (Vs30 entre 210 m/s y 300 m/s). Estos valores oscilan entre 0.50 s hasta 0.75 s; junto a factores de amplificación del orden 0.84 a 2.74 a lo largo de toda la banda espectral. Estos resultados son característicos de suelos definidos como Suelo Poco Duro o medianamente densos.



En este tipo de suelos podrían comprender perfiles con espesores potentes de lahares bien meteorizados, así como también estratos constituidos por Tobas Superiores a un nivel superficial dentro de la columna de suelo; dejando más profundo a la Tierra Blanca Joven (TBJ), con una mayor presión de confinamiento y por ende, velocidades de corte relativamente grandes, respecto a una TBJ pobremente consolidada (en superficie).

7.3.4.3.5 Tipo de Suelo DE

En la figura 130 se observa el rango de variación que pudiesen tener los períodos predominantes, ocurridos dentro de la zona homogénea de suelo tipo DE (Vs30 entre 150 m/s y 210 m/s). Estos valores oscilan entre 0.60 s hasta 1.20 s; junto a factores de amplificación del orden 2.0 a 4.5 a lo largo de toda la banda espectral. Estos resultados son característicos de suelos definidos como Suelo Blando o sueltos.



En este tipo de suelos podrían comprender perfiles con estratos de suelos poco consolidados, como lo son rellenos pobremente compactados, suelos plásticos meteorizados, suelos retrabajados someros con algunos bloques de roca y granos gruesos; y de manera especial, sedimentos en zona de valles y en planicies costeras, así como también la unidad de TBJ superficial con espesores relativamente pequeños, localizadas en zonas medias o distales a la caldera de Ilopango.

Este tipo de suelos representa una situación problemática para estructuras con períodos naturales largos, tales como edificios de rascacielos, obras de paso, edificaciones con aisladores sísmicos, etc. Ya que dicho período podría encontrarse dentro del rango de variación de los períodos predominantes del suelo, y consecuentemente originarse el efecto desfavorable de resonancia. Determinar una serie de rangos de períodos predominantes que podría experimentar el suelo a lo largo de su historia frente a sismos (considerando la no-linealidad del mismo), es sumamente importante, principalmente al momento de determinar espectros de diseño sísmico por zonas y el cálculo de los respectivos factores de amplificación para períodos estructurales de interés ingenieril. Es precisamente este objetivo el que se busca en este trabajo.

8. Factores de amplificación para tipos de suelo

Esta última sección abordará el post-procesamiento de los resultados correspondientes a las funciones de transferencia obtenidas de las modelaciones analíticas para los cinco tipos de suelo distribuidos a nivel nacional.

Si bien estas funciones de transferencia han sido obtenidas bajo un enfoque probabilístico, que incluye la variabilidad de registro a registro sísmico aplicados en el lecho rocoso de los perfiles estocásticos de suelo (considerando tanto diferentes frecuencias condicionadas para el matcheo de sus espectros, como siete períodos de retorno); se optará por utilizar finalmente una función de amplificación determinista para cada tipo de suelo; la cual, en esta ocasión, se relacionará directamente con la aceleración en roca [$S_a(g)$] y no precisamente con el período estructural de la medida de intensidad asociada.

Por lo tanto, esta función denominada [$F_a(t) = f(S_a_roca(g))$], se obtendrá a través de la aplicación de un modelo de regresión cuadrática, que buscará ajustar todos los datos de las funciones de transferencia calculadas para cada tipo de suelo, es decir, para los catorce casos de resultados de funciones de transferencia (ambas fuentes sísmicas dominantes, siete períodos de retorno y dos frecuencias de conjunto de registros acelerográficos)

En otras palabras, las funciones de transferencia serán traducidas e integradas en tablas resumen constituidas por una serie de factores de amplificación para cada medida de intensidad asociada a un período estructural específico de interés ingenieril. Estos factores, a su vez, serán calculados en cada medida de intensidad para una variedad de niveles de aceleraciones en roca firme, con el fin de representar la diversa gama de respuestas obtenidas en la evaluación probabilística de la amenaza sísmica sobre roca. Sin embargo, no deja de ser una práctica puramente determinista, sin tomar en cuenta la incertidumbre de la respuesta de sitio determinada en los modelos analíticos.

En total son catorce las medidas de intensidad y períodos asociados que han sido evaluados en este trabajo, a los cuales se les ha determinado sus factores de amplificación. Estos se definen a continuación: PGA, SA(0.1s), SA(0.2 s), SA(0.3 s), SA(0.5 s), SA(0.6 s), SA(0.8 s), SA(1.0 s), SA(1.5 s), SA(2.0 s), SA(2.5 s), SA(3.0 s), SA(3.5 s) y SA(4.0 s).

Posteriormente, dichos factores de amplificación se multiplicarán con los valores del espectro de amenaza uniforme en roca (proveniente del PSHA) y se obtendrá una estimación determinista de la amenaza sísmica en superficie. Este espectro fungirá como parámetro de referencia para determinar (de acuerdo al terremoto de diseño considerado) el espectro de diseño por sismo en locaciones específicas de El Salvador. Cabe mencionar, que esta tarea no se desarrollará en este documento y será abordado en otro estudio posterior.

La desventaja de este enfoque radica en que los niveles de aceleración en la superficie calculados con este proceso simple de multiplicación, presentarían tasas de excedencia desconocidas, no uniformes, inconsistentes en todas las frecuencias y generalmente no conservadoras [[Bazurro y Cornell, 2004]. Sin embargo, para el marco de análisis que engloba todo el territorio nacional de El Salvador podría ser adecuado y práctica su utilización. Un ejemplo de ello, es el caso de los factores de amplificación promedio mostrados en la NEHRP y el ASCE 7-16.

En cambio, los investigadores [Bazurro y Cornell, 2004] proponen en su trabajo procedimientos probabilísticos efectivos para determinar el espectro de amenaza en superficie para sitios específicos, considerando la no-linealidad del depósito de suelo. Ellos utilizan de igual manera las funciones de amplificación, con la diferencia que se hace uso de su distribución de probabilidad.

Por lo que el cálculo radica en un proceso de convolución entre dicha distribución con la curva de amenaza a nivel de lecho rocoso; obteniéndose probabilidades anuales de excedencia que construirían las curvas de amenaza en superficie, para luego calcular el espectro de amenaza uniforme en superficie. En este proceso se considera en todo momento la incertidumbre de la respuesta de sitio.

A continuación, se muestran las tablas de factores de amplificación para cada tipo de suelo, enfocándose las figuras de los ajustes en las medidas de intensidad de PGA, SA (0.2 s) y SA (1.0s)

8.1 Ajuste de funciones de amplificación

En las figuras que van de la 131 a la 137 se muestran los gráficos obtenidos para el tipo de suelo "D" sobre las relaciones entre los factores de amplificación [Fa] y el nivel de aceleración en roca [Sa(g)], para un período estructural de 0.01 seg (asemejando a la medida de intensidad de PGA).

La nube de puntos en cada gráfica proviene de los resultados de las funciones de transferencia para la consideración de ambas fuentes sísmicas dominantes en la amenaza sísmica de El Salvador (cortical y subducción intraplaca), el conjunto de registros acelerográficos matcheados en el rango de alta frecuencia y los siete períodos de retorno. Es evidente en las siete gráficas, el comportamiento no-lineal del suelo a medida se va aumentando el nivel de intensidad del sismo, reflejándose en el decaimiento del valor de los factores de amplificación.

En la figura 138 se muestra la conjunción de todos los catorce resultados para el tipo de suelo D y la medida de PGA (0.01 seg), mostrándose una gran dispersión en los datos de [Fa] para un mismo valor de [Sa(g)]. Por lo que, tal como se mencionaba antes, se procedió a realizar un ajuste de los datos mediante un modelo de regresión cuadrática

de forma exponencial; para lograr obtener una función de amplificación determinista acorde a un nivel de $[Sa(g)]$ específico. Este resultado, junto a su función (ecuación) de amplificación, se muestra en la figura 139.

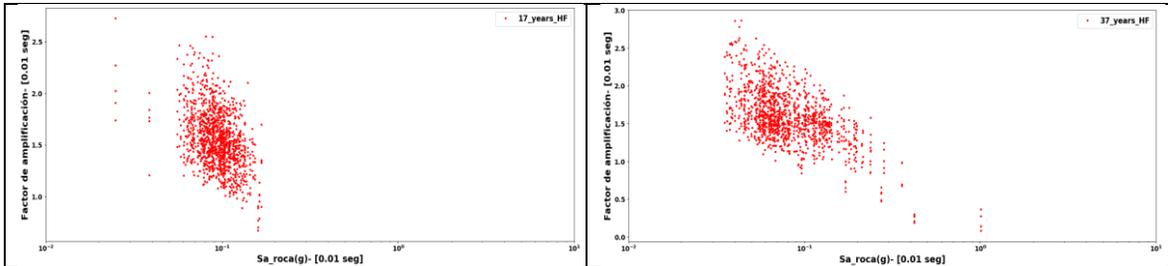


Figura 131. Relación entre Fa vs $Sa(g)$ en tipo de suelo D, para periodo de 0.01 seg, registros matcheados en rango de alta frecuencia y PR: 17 años. Fuente: MARN 2020

Figura 132. Relación entre Fa vs $Sa(g)$ en tipo de suelo D, para periodo de 0.01 seg, registros matcheados en rango de alta frecuencia y PR: 37 años. Fuente: MARN 2020

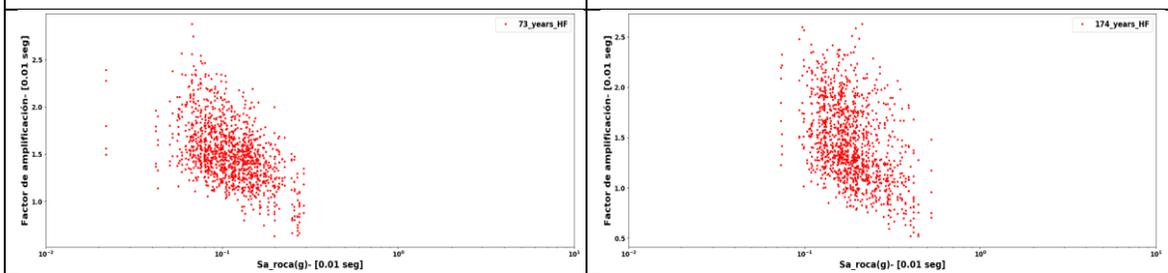


Figura 133. Relación entre Fa vs $Sa(g)$ en tipo de suelo D, para periodo de 0.01 seg, registros matcheados en rango de alta frecuencia y PR: 73 años. Fuente: MARN 2020

Figura 134. Relación entre Fa vs $Sa(g)$ en tipo de suelo D, para periodo de 0.01 seg, registros matcheados en rango de alta frecuencia y PR:174 años. Fuente: MARN 2020

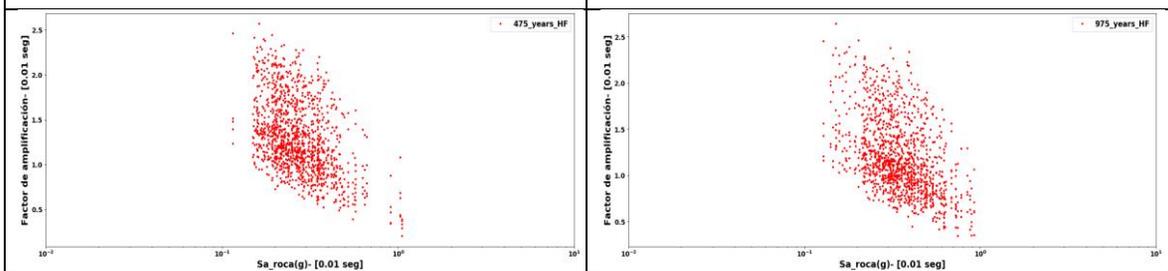


Figura 135. Relación entre Fa vs $Sa(g)$ en tipo de suelo D, para periodo de 0.01 seg, registros matcheados en rango de alta frecuencia y PR:475 años. Fuente: MARN 2020

Figura 136. Relación entre Fa vs $Sa(g)$ en tipo de suelo D, para periodo de 0.01 seg, registros matcheados en rango de alta frecuencia y PR:975 años. Fuente: MARN 2020

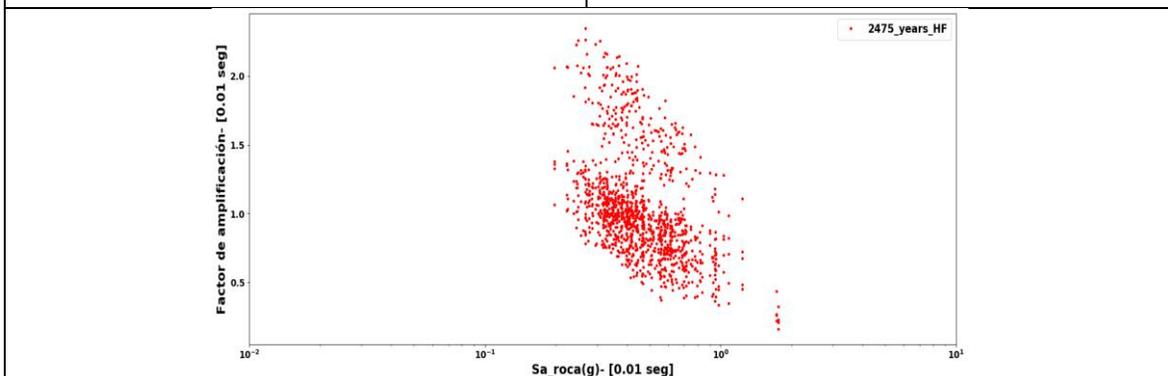
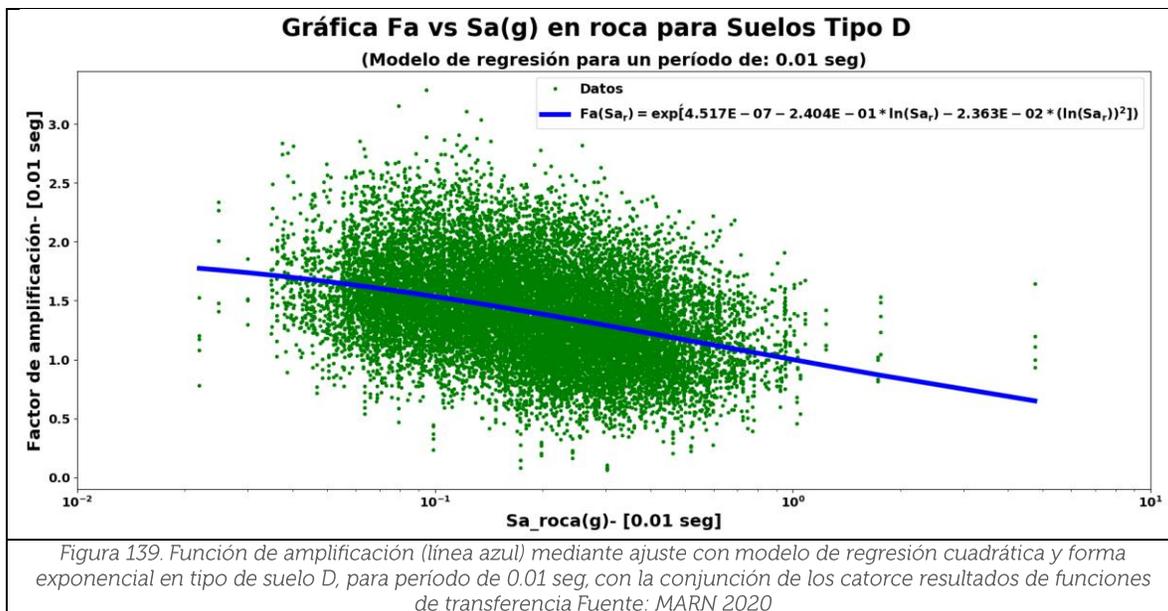
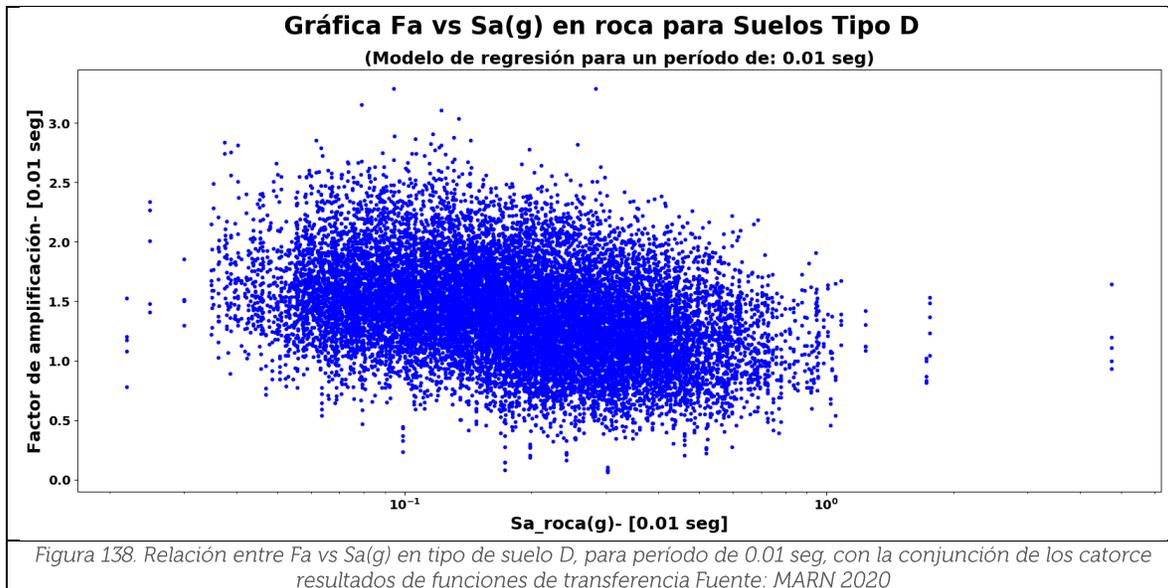
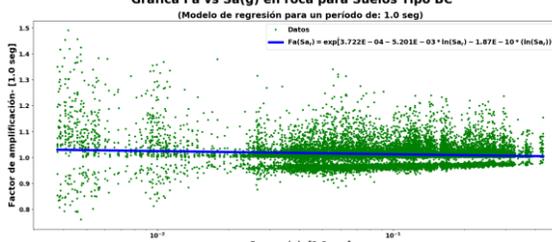
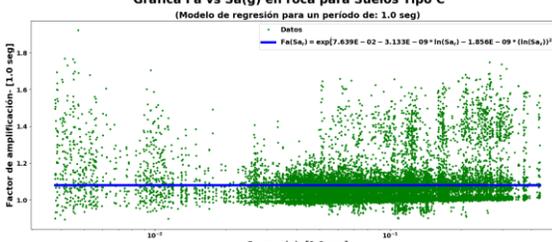
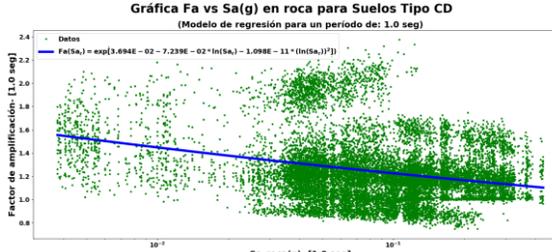
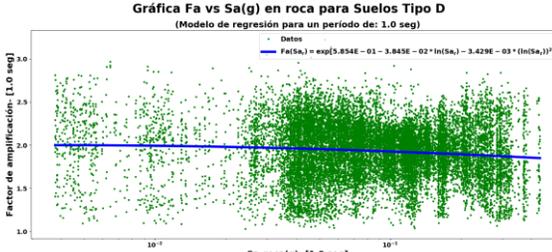
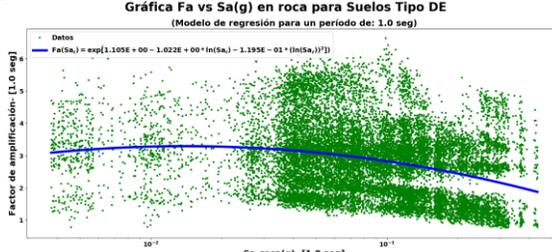


Figura 137. Relación entre Fa vs $Sa(g)$ en tipo de suelo D, para periodo de 0.01 seg, registros matcheados en rango de alta frecuencia y PR:2475 años. Fuente: MARN 2020



Lo anterior fue realizado para los cinco tipos de suelo, con el objetivo de obtener funciones de amplificación para las catorce medidas de intensidad y períodos estructurales asociados; las cuales posteriormente, se evaluarán para niveles de intensidad de aceleración en roca [Sa (g)] específicos y ayudarán a conformar las tablas de factores de amplificación.

A continuación, en las figuras que van de la 140 a la 144 se muestran los resultados de funciones de amplificación para la medida de intensidad de aceleración espectral [SA] y un período de 1.0 segundos, obtenidos para los cinco tipos de suelo (BC, C, CD, D y DE).

	
<p>Figura 140. Función de amplificación (línea azul) mediante ajuste con modelo de regresión cuadrática y forma exponencial en tipo de suelo BC para periodo de 1.0 seg, con la conjunción de los catorce resultados de funciones de transferencia Fuente: MARN 2020</p>	<p>Figura 141. Función de amplificación (línea azul) mediante ajuste con modelo de regresión cuadrática y forma exponencial en tipo de suelo C para periodo de 1.0 seg, con la conjunción de los catorce resultados de funciones de transferencia Fuente: MARN 2020</p>
	
<p>Figura 142. Función de amplificación (línea azul) mediante ajuste con modelo de regresión cuadrática y forma exponencial en tipo de suelo CD para periodo de 1.0 seg, con la conjunción de los catorce resultados de funciones de transferencia Fuente: MARN 2020</p>	<p>Figura 143. Función de amplificación (línea azul) mediante ajuste con modelo de regresión cuadrática y forma exponencial en tipo de suelo D para periodo de 1.0 seg, con la conjunción de los catorce resultados de funciones de transferencia Fuente: MARN 2020</p>
 <p>Figura 144. Función de amplificación (línea azul) mediante ajuste con modelo de regresión cuadrática y forma exponencial en tipo de suelo DE para periodo de 1.0 seg, con la conjunción de los catorce resultados de funciones de transferencia Fuente: MARN 2020</p>	

8.2 Tablas de factores de amplificación

En los siguientes apartados se muestran los resultados de los factores de amplificación para cada tipo de suelo, cada medida de intensidad y períodos estructurales considerados, utilizando las funciones de amplificación deterministas anteriores.

Estos factores multiplicarán al espectro de amenaza uniforme en superficie calculado en roca y se obtendrá un espectro de amenaza uniforme en superficie libre. En un futuro, esta tarea se ejecutará de una manera interactiva utilizando una plataforma SIG-WEB, para que el usuario tenga la capacidad de obtener un espectro de diseño multiperíodo, acorde al tipo de suelo donde se estaría emplazando la estructura que será diseñada.

8.2.1 Factores de amplificación para PGA [0.01 seg]

Aceleración máxima de terreno [PGA(0.01 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.13	1.24	1.25	1.24	1.23	1.22	1.21	1.20	1.19	1.18	1.17	1.16	1.16	1.15	1.14	1.13	1.11	1.10	1.09	1.09
C	1.38	1.46	1.43	1.39	1.35	1.32	1.29	1.27	1.24	1.22	1.20	1.18	1.16	1.15	1.13	1.11	1.08	1.06	1.04	1.04
CD	1.71	1.69	1.59	1.51	1.44	1.39	1.34	1.30	1.26	1.23	1.20	1.17	1.15	1.12	1.10	1.07	1.03	1.00	0.98	0.98
D	2.33	1.85	1.63	1.51	1.42	1.36	1.31	1.26	1.23	1.20	1.17	1.15	1.12	1.10	1.09	1.06	1.03	1.00	0.98	0.98
DE	2.72	1.99	1.70	1.55	1.45	1.37	1.32	1.27	1.23	1.20	1.17	1.15	1.12	1.10	1.09	1.06	1.03	1.00	0.98	0.98
E	2.13	1.55	1.25	1.08	0.96	0.86	0.79	0.72	0.66	0.61	0.57	0.53	0.49	0.46	0.42	0.37	0.32	0.28	0.24	0.24

8.2.2 Factores de amplificación para SA [0.1 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(0.1 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.19	1.21	1.25	1.27	1.28	1.28	1.28	1.27	1.27	1.27	1.26	1.26	1.26	1.25	1.25	1.24	1.24	1.23	1.20	1.17
C	1.32	1.34	1.42	1.43	1.43	1.42	1.41	1.40	1.38	1.37	1.35	1.34	1.33	1.32	1.30	1.28	1.26	1.24	1.16	1.09
CD	1.40	1.42	1.51	1.52	1.50	1.47	1.44	1.41	1.38	1.36	1.33	1.30	1.28	1.26	1.23	1.19	1.16	1.12	0.99	0.89
D	1.65	1.67	1.73	1.69	1.62	1.56	1.50	1.45	1.40	1.35	1.31	1.26	1.23	1.19	1.16	1.10	1.05	1.00	0.82	0.71
DE	1.75	1.75	1.74	1.67	1.60	1.54	1.48	1.42	1.37	1.33	1.28	1.25	1.21	1.18	1.15	1.09	1.04	1.00	0.84	0.73
E	1.48	1.43	1.23	1.11	1.02	0.95	0.89	0.84	0.80	0.76	0.73	0.69	0.66	0.64	0.61	0.56	0.52	0.48	0.34	0.23

8.2.3 Factores de amplificación para SA [0.2 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(0.2 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.14	1.14	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.13	1.13	1.13	1.12	1.12	1.11	1.09
C	1.52	1.51	1.45	1.41	1.39	1.37	1.35	1.33	1.32	1.31	1.30	1.29	1.28	1.27	1.26	1.25	1.23	1.22	1.18	1.15
CD	1.74	1.75	1.79	1.77	1.74	1.70	1.67	1.64	1.61	1.58	1.55	1.53	1.51	1.48	1.46	1.43	1.39	1.36	1.23	1.14
D	1.88	1.89	1.93	1.88	1.82	1.76	1.70	1.64	1.60	1.55	1.51	1.47	1.43	1.40	1.36	1.31	1.25	1.21	1.03	0.92
DE	2.45	2.42	2.27	2.12	2.00	1.90	1.81	1.73	1.67	1.61	1.55	1.50	1.46	1.42	1.38	1.31	1.25	1.19	1.00	0.88
E	2.26	2.19	1.84	1.64	1.49	1.39	1.30	1.22	1.16	1.10	1.05	1.00	0.96	0.92	0.88	0.82	0.76	0.71	0.51	0.38

8.2.4 Factores de amplificación para SA [0.3 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(0.3 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.08	1.09	1.10	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.09	1.09	1.09	1.08	1.08
C	1.39	1.37	1.35	1.33	1.31	1.30	1.28	1.27	1.26	1.26	1.25	1.24	1.23	1.23	1.22	1.21	1.20	1.19	1.16	1.15
CD	1.69	1.77	1.84	1.84	1.82	1.79	1.76	1.73	1.70	1.67	1.64	1.62	1.59	1.57	1.55	1.50	1.47	1.43	1.29	1.26
D	1.95	2.03	2.06	2.01	1.94	1.88	1.81	1.75	1.70	1.65	1.60	1.55	1.51	1.48	1.44	1.37	1.32	1.27	1.07	1.03
DE	2.45	2.50	2.44	2.31	2.18	2.06	1.96	1.87	1.79	1.72	1.65	1.59	1.54	1.49	1.44	1.36	1.28	1.22	0.98	0.94
E	2.40	2.24	1.94	1.75	1.62	1.51	1.41	1.33	1.26	1.20	1.14	1.09	1.04	1.00	0.96	0.88	0.82	0.76	0.52	0.48

8.2.5 Factores de amplificación para SA [0.5 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(0.5 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06
C	1.23	1.23	1.23	1.23	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24
CD	1.81	1.81	1.79	1.77	1.76	1.75	1.73	1.72	1.71	1.70	1.70	1.69	1.68	1.67	1.67	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
D	2.25	2.30	2.25	2.17	2.11	2.05	1.99	1.95	1.90	1.86	1.83	1.79	1.76	1.73	1.71	1.65	1.62	1.62	1.62	1.62
DE	2.86	2.93	2.77	2.60	2.45	2.32	2.21	2.12	2.03	1.96	1.89	1.83	1.77	1.72	1.67	1.58	1.53	1.53	1.53	1.53
E	2.63	2.32	2.04	1.86	1.73	1.62	1.53	1.45	1.38	1.32	1.26	1.21	1.16	1.12	1.07	1.00	0.95	0.95	0.95	0.95

8.2.6 Factores de amplificación para SA [0.6 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(0.6 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
C	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
CD	1.68	1.68	1.67	1.66	1.66	1.65	1.64	1.64	1.63	1.63	1.63	1.62	1.62	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61
D	2.10	2.18	2.13	2.06	2.01	1.96	1.91	1.87	1.83	1.80	1.77	1.74	1.72	1.69	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68
DE	2.89	3.21	3.02	2.79	2.60	2.44	2.29	2.17	2.06	1.96	1.88	1.80	1.73	1.66	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65
E	2.76	2.37	2.08	1.89	1.74	1.62	1.51	1.42	1.34	1.27	1.21	1.14	1.09	1.03	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02

8.2.7 Factores de amplificación para SA [0.8 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(0.8 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.04	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
C	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17
CD	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56
D	1.98	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96	1.96
DE	2.70	2.87	2.82	2.75	2.69	2.64	2.59	2.55	2.51	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
E	3.22	2.68	2.30	2.05	1.85	1.68	1.54	1.41	1.30	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28	1.28

8.2.8 Factores de amplificación para SA [1.0 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(1.0 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.03	1.03	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
C	1.16	1.14	1.13	1.13	1.13	1.13	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
CD	1.49	1.47	1.46	1.46	1.46	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
D	1.84	1.87	1.87	1.87	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88
DE	2.19	2.38	2.44	2.47	2.49	2.50	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
E	3.45	2.85	2.44	2.16	1.95	1.77	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63	1.63

8.2.9 Factores de amplificación para SA [1.5 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(1.5 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
C	1.11	1.10	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09	1.09
CD	1.36	1.33	1.31	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
D	1.64	1.62	1.61	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60	1.60
DE	1.71	1.74	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
E	2.66	2.44	2.29	2.20	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18	2.18

8.2.10 Factores de amplificación para SA [2.0 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(2.0 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.02	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
C	1.09	1.07	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06
CD	1.27	1.22	1.20	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19
D	1.47	1.40	1.37	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
DE	1.50	1.41	1.37	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36	1.36
E	2.08	2.01	1.98	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97	1.97

8.2.11 Factores de amplificación para SA [2.5 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(2.5 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.02	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
C	1.09	1.06	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
CD	1.23	1.16	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
D	1.38	1.27	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23
DE	1.41	1.25	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19
E	1.82	1.70	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65

8.2.12 Factores de amplificación para SA [3.0 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(3.0 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.02	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
C	1.08	1.05	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
CD	1.21	1.13	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
D	1.32	1.20	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
DE	1.37	1.23	1.17	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16
E	1.67	1.48	1.40	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39	1.39

8.2.13 Factores de amplificación para SA [3.5 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(3.5 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.02	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
C	1.08	1.05	1.04	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
CD	1.19	1.12	1.09	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08
D	1.30	1.19	1.14	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
DE	1.35	1.22	1.16	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
E	1.58	1.33	1.22	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18

8.2.14 Factores de amplificación para SA [4.0 seg]

Aceleración espectral de terreno [SA(4.0 seg)] en suelo firme proveniente de los resultados de la evaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador considerando la conjunción de 7 periodos de retorno (17, 37, 73, 174, 475, 975 y 2475 años)																				
Tipo de Suelo	0.01 g	0.05 g	0.1 g	0.15 g	0.2 g	0.25 g	0.3 g	0.35 g	0.4 g	0.45 g	0.5 g	0.55 g	0.6 g	0.65 g	0.7 g	0.8 g	0.9 g	1 g	1.5 g	2 g
BC	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02
C	1.07	1.05	1.04	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
CD	1.19	1.12	1.09	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08	1.08
D	1.29	1.18	1.14	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
DE	1.34	1.21	1.16	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
E	1.52	1.24	1.11	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07	1.07

9. Conclusiones, recomendaciones y comentarios finales

- El territorio nacional ha sido dividido en cinco tipos de suelo de acuerdo a la clasificación propuesta por NEHRP en el año 2020, cuyas divisiones se encuentran en función de la variación de la velocidad de ondas de corte de los primeros 30 superiores; y a las cuales se les ha integrado las diferentes unidades geológicas encontradas en los pozos perforados, desde un punto de vista de edades geológicas, orígenes eruptivos, descripciones físicas y geomecánicas. Los cinco tipos de suelo son: BC (V_{s30} : 640-910 m/s), C (V_{s30} : 440-640 m/s), CD (V_{s30} : 300-440 m/s), D (V_{s30} : 210-300 m/s) y DE (V_{s30} : 150-210 m/s).
- De acuerdo a los resultados de funciones de transferencia, tanto para los 16 pozos individuales en sitios específicos como para los cinco tipos de suelo, el comportamiento no-lineal de una columna de suelo se evidencia en la atenuación del valor del factor de amplificación a medida se incrementa la intensidad del sismo, asociándose este fenómeno a la generación de deformaciones más grandes en el suelo y al reacomodo de sus partículas, obligando a que los períodos picos o predominantes de la columna de suelo, muestren un rango de variaciones como diferentes modos de vibración.
- Determinar una serie de rangos de períodos predominantes que podría experimentar el suelo a lo largo de su historia frente a sismos (considerando la no-linealidad del mismo), es sumamente importante, principalmente al momento de determinar espectros de diseño sísmico por zonas y el cálculo de los respectivos factores de amplificación para períodos estructurales de interés ingenieril.
- Un total de catorce medidas de intensidad y períodos estructurales asociados han sido evaluados en este trabajo; a los cuales se les ha determinado sus correspondientes factores de amplificación. Estos son los siguientes: PGA, SA(0.1s), SA(0.2 s), SA(0.3 s), SA(0.5 s), SA(0.6 s), SA(0.8 s), SA(1.0 s), SA(1.5 s), SA(2.0 s), SA(2.5 s), SA(3.0 s), SA(3.5 s) y SA(4.0 s)
- La deformación por corte efectiva del suelo se estima a un valor del 65% de la deformación máxima que podría experimentar un suelo frente a un sismo; utilizando este valor para el recálculo de las propiedades del suelo compatibles con la deformación por corte, durante el proceso de modelación analítica.
- La estimación de la profundidad del lecho o estrato rocoso para las columnas de suelo, donde serán aplicados los sismos registrados en suelo firme, fue basada en dos criterios dependientes entre sí:

1. Observar a que profundidad del pozo, se alcanzaba una medida directa de velocidad de ondas de corte de 760 m/s, la cual coincide con la velocidad con la que se calcula la amenaza sísmica en condición de suelo firme y,
 2. Asegurarse que dicha velocidad se mantenga igual o superior, en por lo menos un espesor de estrato sísmico mayor a los 3 metros; debido a que en determinados sitios (por ejemplo en San Salvador) existen intercalaciones de lavas y sedimentos en las columnas de suelo, cuyos espesores de coladas de lavas no son muy grandes, descartando la posibilidad de garantizar que la onda sísmica se atenúe lo suficiente para poder iniciar con las consecuentes amplificaciones de estratos más blandos hacia la superficie.
- Dado que en este trabajo se utilizarán curvas dinámicas empíricas provenientes de la literatura, las cuales se basan principalmente en una variedad de parámetros de entrada de carácter geotécnico; se recomienda realizar ensayos geotécnicos/mecánicos a las muestras representativas de los 16 pozos perforados a nivel nacional, con el fin de tratar de ajustar dichas curvas al comportamiento real de los suelos analizados. Esta representatividad se basará en ensayar las muestras correspondientes a los espesores de los estratos sísmicos identificados en el perfil de velocidades de corte obtenidos del ensayo Down-hole (registrando a qué profundidad se encuentran); ya que es precisamente este conjunto de información la que se suministran a los modelos analíticos.
 - El factor que más pesó durante el proceso de selección y aplicación de curvas dinámicas empíricas sobre las capas de la mayoría de los tipos de suelo, fue el de utilizar principalmente aquellas que presentasen en su concepción, la influencia de la presión de confinamiento (σ'_m); propiedad que condiciona mucho la forma espectral, valores y tendencia de las curvas del módulo de reducción de corte normalizado ($G/G_{máx}$) y el amortiguamiento histerético (D).
 - Las curvas ($G/G_{máx}$) aplicadas en capas de suelo más someras suelen ser menos extendidas que las obtenidas para capas más profundas, es decir, presentan valores mayores del módulo de reducción de corte para deformaciones por corte similares.
 - Dada la correlación negativa existente entre ambas curvas dinámicas ($G/G_{máx}$) y (D); la presión de confinamiento (σ'_m) presenta una proporcionalidad inversa con el amortiguamiento histerético (D) de las capas de suelo.
 - Las curvas dinámicas empíricas utilizadas para los estratos identificados como rocas o lavas intercaladas dentro de los perfiles de los pozos perforados, fueron provenientes de los modelos de: a) Schnabel (1973), b) Choi, W. (2008) y c) EPRI (1993), donde únicamente Schnabel (1973) es independiente de la presión de confinamiento (σ'_m).

- Al momento de utilizar las curvas dinámicas propuestas por el *Consorzio Salvador E. Italtেকna-Italconsult* en 1987, para aquellos tipos de suelo identificados como productos derivados de la caldera de Ilopango (Grupo B de Tobas superiores y Grupo A de la TBJ), se recomienda tener cautela en su aplicación, precisamente cuando dichas unidades se encuentren a profundidades no muy someras (donde la presión efectiva es importante). Lo anterior, obedece a que éstas fueron concebidas a partir muestras extraídas a profundidades superficiales (menor de 5 metros para suelos de Grupo A y menores a los 15 metros para suelos de Grupo B), donde la secuencia estratigráfica de la TBJ y las tobas superiores estaba presente.
- El número de perfiles de velocidad de ondas de corte contenidos en la base de datos (y utilizados en este trabajo) asciende a un total de 519, los cuales se clasifican en un 37% como tipo de suelo CD, un 26% como tipo de suelo C, un 24% como tipo de suelo D, un 10 % como tipo de suelo BC y solamente un 3% en tipo de suelo DE. Del total de perfiles, solamente uno se clasificó como tipo de suelo E (muy blando, con un valor de $V_{s30} < 150$ m/s), ubicado en Las Colina de Santa Tecla, La Libertad, por lo que en aras de caracterizarse estadísticamente fue removido del análisis.
- El perfil representativo para el tipo de suelo BC comienza aproximadamente en 500 m/s en la parte superficial y aumenta progresivamente en profundidad hasta valores cercanos a los 1000 m/s. La variabilidad entre los 51 perfiles es considerable, calculándose un valor de desviación del logaritmo natural entre 0.2 y 0.5.
- El perfil representativo para el tipo de suelo C comienza aproximadamente en 320 m/s en la parte superficial y aumenta progresivamente en profundidad hasta valores cercanos a los 800 m/s. La variabilidad entre los 133 perfiles es considerable, calculándose un valor de desviación del logaritmo natural entre 0.15 y 0.45; Manteniéndose una aparente variabilidad constante de 0.25, después de los 50 m de profundidad.
- El perfil representativo para el tipo de suelo CD comienza aproximadamente en 270 m/s en la parte superficial y aumenta progresivamente en profundidad hasta valores cercanos a los 670 m/s. La variabilidad entre los 193 perfiles no es muy grande, calculándose un valor de desviación del logaritmo natural entre 0.20 y 0.30.
- El perfil representativo para el tipo de suelo D comienza aproximadamente en 190 m/s en la parte superficial y aumenta progresivamente en profundidad hasta valores cercanos a los 590 m/s. La variabilidad entre los 127 perfiles no es muy grande, calculándose un valor de desviación del logaritmo natural entre 0.20 y 0.30, a lo largo de todo el perfil, manteniéndose una aparente variabilidad constante de 0.3, después de los 40 m de profundidad.

- El perfil representativo para el tipo de suelo DE comienza aproximadamente en 140 m/s en la parte superficial y aumenta progresivamente en profundidad hasta valores cercanos a los 400 m/s. La variabilidad entre los 14 perfiles es relativamente grande, calculándose un valor de desviación del logaritmo natural entre 0.55 y 0.30, a lo largo de todo el perfil. Se observa un incremento de variabilidad en las desviaciones estándar, lo cual obedece a que este tipo de suelo posee menos perfiles registrados.
- La tasa de transición de capas para el tipo de suelo BC en profundidades someras, se calculó de 0.17, concluyendo que en este tipo de suelos, en las primeras capas se pueden presentar espesores promedio de 6 m.
- La tasa de transición de capas para el tipo de suelo C, D y E en profundidades someras, se determinó entre 0.13 y 0.22, concluyendo que en este tipo de suelos, en las primeras capas se pueden presentar espesores promedio que oscilarían entre 4.8 y 8 metros de longitud.
- La tasa de transición de capas para el tipo de suelo CD en profundidades someras, se calculó de 0.29, concluyendo que en este tipo de suelos, las capas iniciales podrían variar con espesores promedio de 3.4 m, y a profundidades mayores como 150 metros, espesores de 20 metros de longitud.
- El cálculo de la desagregación sísmica se obtuvo para la ubicación de los 16 pozos, donde se identifica la influencia de las dos fuentes sísmicas dominantes en la amenaza sísmica: cortical y subducción intraplaca. Este cálculo se realizó para los siete períodos de retorno y cuatro medidas de intensidad asociados a cuatro períodos estructurales [PGA, SA (0.1333s, 0.5s y 0.15s)], con el objetivo de abarcar las porciones de alta (5-10 Hz), media (1-5 Hz) y baja frecuencia (0.5-1 Hz) del UHS; encontrándose que para los pozos alejados de las fallas geológicas localizadas en el arco volcánico, la fuente subducción intraplaca presenta una gran influencia en los niveles de aceleración.
- Los sismos de control alusivos a la fuente de subducción intraplaca, para una medida de intensidad de PGA sobre el pozo de Acajutla, oscilan entre una M_w de 6.7 a M_w 7.7, con distancias de ruptura de 67.5 Km.
- Los sismos de control referentes a la fuente cortical, para una medida de intensidad de PGA sobre el pozo de DIGESTYC, oscilan entre una M_w de 4.1 a M_w 6.9, con distancias de ruptura de 7.5 km y 12.5 Km, respectivamente.
- Se ha utilizado el concepto de espectro medio condicional (CMS), para lograr hacer un matcheo de los espectros de respuesta reales de los registros acelerográficos (medidos en superficie) con espectros en roca más realistas y menos conservadores

de la respuesta del sistema ante un sismo, dado que el espectro de amenaza uniforme (UHS) no sería representativo de las aceleraciones espectrales en períodos alejados de un período estructural de interés.

- En el proceso de selección de registros acelerográficos para ser deconvolucionados a suelo firme y posteriormente aplicados a los modelos analíticos, se decidió en no hacer uso de sismos registrados a nivel internacional, debido a que en El Salvador, se cuenta con una extensa base de registros acelerográficos, donde a pesar que no se cuentan con niveles de aceleración considerables que corresponderían a periodos de retorno mayores (y los cuales podrían obtenerse de registros internacionales), se optó por realizar directamente el *matcheo* con los CMS provenientes de nuestra amenaza sísmica, para conservar tanto la forma y contenido frecuencial de nuestros propios acelerogramas registrados en el territorio salvadoreño.
- Se han consolidado un total de 167,738 registros acelerográficos provenientes de 46 estaciones acelerográficas localizadas a lo largo de El Salvador, precisamente en las cercanías de los 16 sitios perforados; para poder ser utilizados en el proceso de *matcheo* con el espectro medio condicional (CMS) en roca y obtener registros acelerográficos deconvolucionados en suelo firme, más realistas.
- Para los resultados de los modelos analíticos provenientes de la primera etapa de la metodología de análisis (16 sitios específicos de pozos perforados), se realizaron un total de 100 realizaciones vía simulaciones Monte Carlo, para considerar la variación de las curvas dinámicas asignadas empíricamente a cada una de las capas de los pozos, utilizando el modelo de incertidumbre propuesto por [Darendeli, 2001].
- La variación de las propiedades dinámicas ($G/G_{m\acute{a}x}$) y (D) se modelan con una distribución log-normal para cada nivel de deformación, y para evitar la simulación de valores no físicos de ($G/G_{m\acute{a}x}$) y (D), las distribuciones normales se truncaron en 0.05 y 1.0 para $G=G_{m\acute{a}x}$ y 0.1% y 15% para D . El coeficiente de correlación utilizado es de -0.5 para modelar la correspondencia negativa entre las curvas ($G/G_{m\acute{a}x}$) y (D).
- Al realizar la convolución de todas las medianas de los resultados de las modelaciones analíticas para los 16 pozos, se determina la variación de los períodos predominantes que pudiese experimentar el sitio bajo diferentes conjuntos de registros acelerográficos, la influencia de las dos fuentes sísmicas dominantes y la variabilidad en los niveles de intensidad del movimiento del terreno asociados a los períodos de retorno.
- Para el sitio de DIGESTYC los períodos predominantes podrían variar desde 0.08 s hasta 0.19 s, junto a factores de amplificación del orden 2.0 a 3.3 a lo largo de toda la banda espectral.

- Para el sitio de Aviación Civil los períodos predominantes podrían variar desde 0.20 s hasta 0.80 s, los cuales presentan una buena correspondencia con los valores de medio a largo período esperados en esa zona, donde existen importantes espesores de TBJ no consolidada. Los factores de amplificación oscilan entre 0.95 a 2.75 a lo largo de toda la banda espectral.
- Para el análisis de la segunda etapa probabilística, del total de 167,738 registros acelerográficos, se seleccionó una muestra aleatoria representativa de los siete períodos de retorno y las dos frecuencias utilizadas para el matcheo. Esta muestra se basó en la utilización aleatoria de 7,000 registros por tipo de suelo, es decir, 1000 registros por cada período de retorno; representando un 4.17 % del total. Esta reducción fue enmendada al considerar un número de 25 realizaciones a través de simulaciones Monte Carlo (variando espesores, velocidades y profundidad al lecho rocoso) y 100 realizaciones para la variación de las propiedades dinámicas; resultando un total de 175,000 modelaciones por tipo de suelo.
- Para el tipo de suelo BC, al someterse a diferentes registros sísmicos dentro del rango de los siete períodos de retorno, los períodos predominantes podrían variar desde 0.015 s hasta 0.12 s, junto a factores de amplificación del orden 0.99 a 1.21 a lo largo de toda la banda espectral.
- Los suelos de tipo BC se identifican como rocas de consistencia blanda, donde se podrían encontrar perfiles que contengan lavas levemente meteorizadas, junto con depósitos de flujos piroclásticos de gran espesor: como la erupción del Volcán de San Salvador y su unidad derivada (G1).
- Para el tipo de suelo C, los períodos predominantes podrían variar desde 0.06 s hasta 0.20 s, junto a factores de amplificación del orden 0.96 a 1.38 a lo largo de toda la banda espectral.
- Los suelos de tipo C se identifican como suelos duros o muy densos, donde podrían existir estratos potentes de lavas fracturadas muy meteorizadas, ignimbritas máficas meteorizadas y productos antiguos derivados de la caldera de Ilopango, como lo son las Tobas Inferiores.
- Para el tipo de suelo CD, los períodos predominantes podrían variar desde 0.16 s hasta 0.54 s, junto a factores de amplificación del orden 0.90 a 1.79 a lo largo de toda la banda espectral.
- Los suelos de tipo CD se reconocen como suelos medio duros o densos, los cuales podrían abarcar estratos de sedimentos aluviales rígidos, lahares meteorizados y productos menos antiguos de la caldera de Ilopango, denominados Tobas

Superiores; ubicados éstos últimos a profundidades mayores, las cuales están sometidos a mayor presión confinante. También, podrían existir perfiles con espesores grandes correspondientes a la unidad de la última gran erupción de la caldera de Ilopango, catalogada como Tierra Blanca Joven (TBJ), extendiéndose principalmente las zonas proximales a la caldera, donde dichas secuencias de la erupción se van encontrando más consolidadas en profundidad.

- Para el tipo de suelo D, los períodos predominantes podrían variar desde 0.50 s hasta 0.75 s, junto a factores de amplificación del orden 0.84 a 2.74 a lo largo de toda la banda espectral.
- Los suelos de tipo D se identifican como suelos poco duros o medianamente densos, donde podrían existir columnas de suelo con espesores potentes de lahares bien meteorizados, así como también estratos constituidos por Tobas Superiores a un nivel superficial dentro de la columna de suelo; dejando más profundo a la Tierra Blanca Joven (TBJ), con una mayor presión de confinamiento y por ende, velocidades de corte relativamente grandes, respecto a una TBJ pobremente consolidada (en superficie).
- Para el tipo de suelo DE, los períodos predominantes podrían variar desde 0.60 s hasta 1.20 s, junto a factores de amplificación del orden 2.0 a 4.5 a lo largo de toda la banda espectral.
- Los suelos de tipo DE se reconocen como suelos blandos sueltos, comprendiendo perfiles con capas poco consolidadas, como lo son rellenos pobremente compactados, suelos plásticos meteorizados, suelos retrabajados someros con algunos bloques de roca y granos gruesos; y de manera especial, sedimentos en zona de valles y en planicies costeras, así como también la unidad de TBJ superficial con espesores relativamente pequeños, localizadas en zonas medias o distales a la caldera de Ilopango.
- Los suelos de tipo DE y E (éstos últimos no evaluados en este trabajo, debido a la ausencia de perfiles en nuestra base de datos, con $V_{s30} < 150$ m/s) representan una situación problemática para estructuras con períodos naturales largos, tales como edificios de rascacielos, obras de paso, edificaciones con aisladores sísmicos, etc. Ya que dicho período podría encontrarse dentro del rango de variación de los períodos predominantes del suelo, y consecuentemente originarse un efecto desfavorable de resonancia.
- Las funciones de transferencia para cada tipo de suelo serán traducidas e integradas en tablas resumen constituidas por una serie de factores de amplificación para cada medida de intensidad asociada a un período estructural específico de interés

ingenieril; a través del cálculo de una función de amplificación determinista (específica para un nivel de intensidad en roca) obtenida a través de la aplicación de un modelo de regresión cuadrática y generación de una ecuación de forma exponencial, que buscará ajustar todos los datos de las funciones de transferencia.

10. Referencias

- Abrahamson, N. A., 1992, "Non-stationary Spectral Matching," *Seismological Research Letters* 63, 30.
- Anbazhagan, P., Prabhakaran, A., Madhura, H. et al. Selection of representative shear modulus reduction and damping curves for rock, gravel and sand sites from the KiK-Net downhole array. *Nat Hazards* 88, 1741–1768 (2017). <https://doi.org/10.1007/s11069-017-2944-x>
- American Society of Civil Engineers (ASCE 7-16), 2016, "Minimum Design Load for Building and Other Structures," ASCE/SEI 7-1610, Reston, Virginia.
- Andrus, R. D., et al. (2003). Guide for Estimating the Dynamic Properties of South Carolina Soils for Ground Response Analysis, Clemson University. Federal Highway Administration
- Armen Adekristi (2013). Algorithm for spectral matching of earthquake ground motions using wavelets and Broyden updating. Master thesis in Civil Engineering in Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Atkinson, J.H., Sallfors, G., 1991. Experimental determination of soil properties. In: *Proceedings of the 10th ECSMFE*, vol. 3, Florence, pp. 915–956.
- Baker, Jack W. (2011), "Conditional Mean Spectrum: Tool for ground motion selection." *Journal of Structural Engineering*, 137(3), pp.322-331.
- Bazzurro, P., and C. A. Cornell (2004). Nonlinear soil-site effects in probabilistic seismic hazard analysis, *Bull. Seismol. Soc. Am.* 94, 2110–2123.
- Bommer, J. and Acevedo, A.B., 2004, "The Use of Real Earthquake Accelerogram as Input to Dynamic Analysis," *Journal of Earthquake Engineering Vol 8, Special Issues 1* (43-91).
- Bonilla, L. "Nonlinear Anelastic Hysteretic finite difference code (NOAH): User's Manual." (2005).

- Bosse, H.R., Lorenz, W., Merino, A., Mihm, A., Rode, K., Schmidt-Thome, M., Wiesemann, G. y Weber, H.S.1978. Geological Map of El Salvador Republic 1:100,000. Bundesanstalt fur Geowissenschaften und Rohstoffe, Hannover, Germany
- BSSC (2020) NEHRP Recommended Provisions for seismic Regulations for New buildings and other Structures, Part1: Provisions, FEMA 368, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Broyden, C. G., 1965," A Class of Methods for Solving Nonlinear Simultaneous Equations," Mathematics of Computation, Vol. 19, No. 92, 577-593.
- Carlton, B., Abrahamson, N. (2014), "Issues and Approaches for Implementing Conditional Mean Spectra in Practice." Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.104, No.1, pp.503-512.
- CCARA Project, 2017, "Evaluación de Amenaza y Riesgo Sísmico en El Caribe y América Central" (CCARA por sus siglas en inglés), a través del Global Earthquake Model (GEM).
- Chandrakanth Bolisetti (2014). Site response, soil-structure interaction and structure-soil-structure interaction for performance assessment of buildings and nuclear structures. A dissertation submitted to the Faculty of the Graduate School of the University at Buffalo, State University of New York
- Choi, W. K. (2008). Dynamic properties of ash-flow tuffs, PhD. Dissertation, University of Texas at Austin, Texas, 335 pp.
- Ciancimino, A., Lanzo, G., Alleanza, G. A., Amoroso, S., Bardotti, R., Biondi, G., Cascone, E., Castelli, F., Di Giulio, A., D' Onofrio, A., Foti, S., Lentini, V., Madiati, C. & Vessia, G. (2019). Dynamic characterization of fine-grained soils in Central Italy by laboratory testing. Bulletin of Earthquake Engineering. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00611-6>
- Darendeli, M. B., and K. H. Stokoe II (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves, Geotechnical Engineering Report GD01-1, University of Texas at Austin, Texas.
- Dobry, R, and Vucetic, M (1987). State of the art report: Dynamic properties and response of soft clay deposits. Proc., Int. Symp. on Geotech. Eng. of Soft Soils, Mexico City, Vol. 2, pp. 51–87.

- DTO-VS30: Documento generado en el MARN en el año 2020, llamado: "Generación de mapa de velocidades promedio a 30 metros de profundidad (Vs30) de El Salvador", desarrollado por Luis Mixco.
- DTO-AMENAZA2019: Documento generado en el MARN en el año 2019, llamado: "Reevaluación probabilística de amenaza sísmica de El Salvador", desarrollado por Luis Mixco.
- DTO-EMPIRICOS2019: Documento generado en el MARN en el año 2019, llamado: "Evaluación de efectos de sitio en el Salvador a través de métodos empíricos", desarrollado por Luis Mixco.
- Díaz-Rodríguez, J. & Lopez-Molina, Jorge. (2009). Strain thresholds in soil dynamics.
- Electric Power Research Institute (EPRI) (2013). Seismic Evaluation Guidance: Screening, Prioritization and Implementation Details (SPID) for the Resolution of Fukushima Near-Term Task Force Recommendation 2.1.
- Eurocode 8 (EN 1998-1): Design of structures for earthquake resistance.
- Faccioli, E., Battistella, C., Alemani, P. y Tibaldi, a. (1988). Seismic microzoning investigations in the metropolitan área of San Salvador, El Salvador, following the destructive earthquake of October 10, 1986.
- Ferres López, María Dolors. (2014). "Estratigrafía, geología y evaluación de peligros volcánicos del complejo volcánico de San Salvador, el Salvador". (Tesis de Doctorado). Universidad Nacional Autónoma de México, México. Recuperado de <https://repositorio.unam.mx/contenidos/71400>.
- García Florez, Ignacio, (2016). Factores geológicos-geotécnicos que controlan los deslizamientos inducidos por terremotos en zonas de alta y media actividad sísmica: caso de El Salvador. Tesis doctoral para optar al grado de doctor en Universidad Complutense de Madrid, España.
- Groholski, D.R., Hashash, Y.M.A, Kim, B., Musgrove, M., Harmon, J., Stewart, J.P., (2016). Simplified model for small-strain nonlinearity and strength in 1D seismic site response analysis, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001496: 1-14.
- Hancock, J. et al, 2006, "An Improved Method of Matching Response Spectra of Recorded Earthquake Ground Motion using Wavelets," Journal of Earthquake Engineering 10 (Special Issues 1), 67-89.

- Hashash YMA, Musgrove MI, Harmon JA, Groholski DR, Phillips CA, Park D (2015) DEEPSOIL 6.1, user manual. Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana
- Hardin, B.O. and Drnevich, W.L. (1972a). Shear modulus and damping in soils; measurement and parameter effects. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 98 (6): 603-624.
- Hardin, B.O. and Drnevich, W.L. (1972b). Shear modulus and damping in soils; design equations and curves. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 98 (7): 667-692.
- Hsu, C. and Vucetic, M. (2004). Volumetric threshold shear strain for cyclic settlement. ASCE Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130 (1): 58-70.
- Hsu, C. and Vucetic, M. (2006). Threshold shear strain for cyclic pore-water pressure in cohesive soils. ASCE Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132 (10): 1325-1335.
- Ishibashi I, Zhang X (1993) Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. Soils Found 33(1):182–191
- Iwasaki T, Tatsuoka F, Takagi Y (1978) Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading. Soils Found 18(1):39–56
- Kokusho, T., Yoshida, Y. & Esashi, Y. 1982. Dynamic properties of soft clay for wide strain range. Soils and Foundations, 22, 1-18.
- Konder, RL and Zelasko JS, 1963, Hyperbolic stress-strain formulation of sands, 2nd Pan American conference on soil mechanics and foundation engineering, Brazil,
- Kottke, A. R., and E. M. Rathje (2013). Technical Manual for Strata, PEER Report 2008/10, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 84 pp.
- Kramer, S. L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering." Prentice Hall, Upper SaddleRiver, New Jersey.
- Kwok, O. L. (2007). "Application of One-Dimensional Geotechnical Modeling for Site Response Predictions." Ph.D. Dissertation, University of California, Los Angeles, California.

- Lasley, S. J., Green, R. A., and Rodriguez-Marek, A. (2014). "Comparison of equivalent-linear site response analysis software." Proc., 10th U.S. National Conf. on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA
- Likitlersuang, Supot Teachavorasinskun, Chanaton Surarak, Erwin Oh, Arumugam Balasubramaniam (2013). Small strain stiffness and stiffness degradation curve of Bangkok Clays, *Soils and Foundations*, Volume 53, Issue 4. Pages 498-509, ISSN 0038-0806, <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2013.06.003>.
- Lo Presti DC Proprietà dinamiche dei terreni. In: XIV CGT, Torino, 1989. Politecnico di Torino, pp 1-62
- Lo Presti DC Discussion on " threshold strain in Soils". In: X ECSMFE on Deformation of Soils and Displacements of Structures, Firenze, Italy, 1991. AA Balkema, pp 1282-1283
- López, Iván A. (2016). "Estudio de la generación de espectros medios condicionales utilizando la base de datos de sismos con magnitud momento igual o superior a 6.5 en Chile". Memoria para optar al título de ingeniero civil en Universidad de Chile.
- Manual for Program: RSPMatch2005, 2005
- Marroquín, G., and Benito, M.B. (2009). "RESIS II Evaluación de la Amenaza Sísmica en El Salvador."
- Matlab, 9.4 (R2018a). "The Language of Technical Computing." The Mathworks, Inc. Academic License.
- Mendoza, M., Domínguez, y Melara, E. (2001). Deslizamiento y flujo de tierras en una ladera debidos a un sismo: el caso de "Las Colinas", Santa Teclam El Salvador, C. A., del 13 de enero de 2001.
- Meng, Farn-Yuh (2003). Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils, Department of Civil, Architectural and Environmental Engineering, The University of Texas, Austin, Texas.
- Mesri, G. and T.M. Hayat. The coefficient of earth pressure at rest. *Canadian Geotechnical Journal*. 30(4): 647-666. <https://doi.org/10.1139/t93-056>
- Murcia et al., 2012: Equivalencia entre escalas de clasificación de tamaño de partículas de diferentes tipos de suelos.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, California, USA.

- SIHI-MARN (2019). Plataforma para visualización de sistema de información Hídrica de El Salvador.
- Surendra, 2017: Tipos de suelo basados en el índice de plasticidad.
- Panjamani Anbazhagan, Anjali Uday, Sayed S R Moustafa, Nassir S N Al-Arifi, Correlation of densities with shear wave velocities and SPT *N* values, *Journal of Geophysics and Engineering*, Volume 13, Issue 3, June 2016, Pages 320–341, <https://doi.org/10.1088/1742-2132/13/3/320>.
- RADES-MARN (2020). Plataforma de registros acelerográficos de El Salvador.
- Ramberg, W., & Osgood, W. R. (1943). Description of stress-strain curves by three parameters. Technical Note No. 902, National Advisory Committee For Aeronautics, Washington DC
- Roblee C, Chiou B (2004). A proposed geoindex model for design selection of non-linear properties for site response analyses. In: International workshop on uncertainties in nonlinear soil properties and their impact on modeling dynamic soil response, PEER Headquarters, UC Berkeley
- Rodriguez-Marek, A., E. M. Rathje, J. J. Bommer, F. Scherbaum, and P. J. Stafford (2011). Application of Single-Station Sigma and Site-Response Characterization in a PSHA for a New Nuclear Site, *Bull. Seismol. Soc. Am.* Vol. 104, No. 4, pp. 1601–1619, August 2014, doi: 10.1785/0120130196.
- ROSRINE, (2000), ROSRINE: "Resolution of Site Response Issues from the Northridge Earthquake" [Online], Available: <http://geoinfo.usc.edu/rosrine/>.
- Rollins K, Evans M, Diehl N, III W (1998) Shear modulus and damping relationships for gravels. *J Geotech Geoenviron Eng* 124(5):396–405
- Salazar, Walter & Brown, Lyndon & Hernández, Walter & Guerra, José. (2013). An Earthquake Catalogue for El Salvador and Neighbouring Central American Countries and its Implication in the Seismic Hazard Assessment. *Journal of Civil Engineering and Architecture*. 7. 1018-1045. 10.17265/1934-7359/2013.08.011.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B. (1972). "SHAKE: A Computer Program for Earthquake Ground Response Analysis for Horizontally Layered Sites." Report No: EERC 72- 12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

- Schnabel, P. B. (1973). Effect of local geology and distance from source on earthquake ground motions, Ph.D. Dissertation, University of California at Berkeley, California.
- Seed, HB, RT Wong, IM Idriss, and K Tokimatsu (1986). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils, *J. Geotech. Eng.*, 112(11):1016–1032.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1970) "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses." Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 40p.
- Singh S.K., C. Gutierrez, J. Arboleda and M. Ordaz, (1993). Peligro sísmico en El Salvador. Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.
- Schmidt Díaz, V., (2010). Avances para estudios del riesgo sísmico a escala regional y local: aplicación a América Central y a la Bahía de Cádiz (Sur de España). Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Smith, V. C., Costa, A., Aguirre-Díaz, G., Pedrazzi, D., Scifo, A., Plunkett, G., ... & McConnell, J. R. (2020). The magnitude and impact of the 431 CE Tierra Blanca Joven eruption of Ilopango, El Salvador. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America-PNAS*, 117(42), 26061-26068.
- Sun JI, Golesorkhi R, Seed HB (1988) Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils. EERC Report No. UCB/EERC-88/15
- Toro, G. R. (1995). Probabilistic models of site velocity profiles for generic and site-specific ground-motion amplification studies, Technical Report 779574, Brookhaven National Laboratory, Upton, New York.
- Uniform Building Code (UBC-97), "Structural Engineering Design Provisions," International Conference of Building Officials, Whittier, 1997, p. 492.
- Vucetic, M. 1994. Cyclic threshold shear strains in soils. *Journal of Geotechnical engineering*, 120, 2208-2228
- Vucetic, M. & Dobry, R. 1991. Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering*, 117, 89-107



MINISTERIO DE
MEDIO AMBIENTE
Y RECURSOS
NATURALES

www.marn.gob.sv | medioambiente@marn.gob.sv

