



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA Y POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN
EN LA PARROQUIA TARQUI, MANTA POSTERIOR AL TERREMOTO 2016”**

PROYECTO DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

ROBERTO ANÍBAL ANTÓN SÁNCHEZ

ÁLVARO FRANK AVILÉS AVILÉS

**GUAYAQUIL-ECUADOR
2017**

DEDICATORIA

Dedico este proyecto a la comunidad ecuatoriana afectada por el terremoto del 2016 y toda la gente que puso su grano de arena en el logro de la culminación de nuestra fase académica.

Roberto Aníbal Antón Sánchez

DEDICATORIA

Dedico este proyecto a Dios por guiar mi camino, a mis padres por su amor y apoyo incondicional, a mis hermanos por su motivación para culminar esta meta.

Álvaro Frank Avilés Avilés

AGRADECIMIENTO

A Dios por permitirnos haber logrado esta meta. Mi padre (+) por ser mi símbolo de perseverancia. Mi madre por toda su ayuda y enseñanzas. Mis hermanas por haber brindado fuerzas. Al personal de GEOESTUDIOS principalmente los Ings., PhD. Xavier Vera, M.Sc. Sebastián López e Ing. Danilo Dávila por sus enormes contribuciones y tutorías en el proyecto. A nuestro tutor PhD. Miguel Ángel Chávez por su sabiduría, pasión y paciencia. A mi compañero en este proyecto Álvaro Avilés por su destacado profesionalismo. Finalmente, a Héctor Dávila, Suamy Rivas y ASCE-ESPOL, por motivarme a no rendirme.

Roberto Aníbal Antón Sánchez

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, mi familia por brindar su esfuerzo y apoyo. Al personal de GEOESTUDIOS principalmente los profesionales, el PhD. Xavier Vera, M.Sc. Sebastián López e Ing. Danilo Dávila por su colaboración y enseñanzas. A nuestro tutor PhD. Miguel Ángel Chávez por transmitir sus conocimientos de manera desinteresada. A mi compañero en este proyecto Roberto Antón. Finalmente, a Lissette Ávila y ASCE-ESPOL por dar ejemplo de liderazgo en nuestra universidad.

Alvaro Frank Avilés Avilés

TRIBUNAL DEL PROYECTO

PhD. Miguel Ángel Chávez Moncayo
DIRECTOR DE MATERIA INTEGRADORA

M.Sc. Alby del Pilar Aguilar Pesantes.
MIEMBRO EVALUADOR

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, nos corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma, a la Escuela Superior Politécnica del Litoral”

(Reglamento de Exámenes y Títulos Profesionales de la ESPOL)

Roberto Aníbal Antón Sánchez

Álvaro Frank Avilés Avilés

RESUMEN

El proyecto integrador comprende el análisis del comportamiento dinámico de los suelos de la parroquia Tarqui en la ciudad de Manta, bajo acciones sísmicas según lo estipulado de manera obligatoria en la norma ecuatoriana de la construcción. Se realizó la caracterización geotécnica de la parroquia tras lo cual se evidenció presencia de suelos potencialmente licuables. Una vez realizada la caracterización, se realizó el cálculo de la respuesta sísmica de Tarqui bajo distintas condiciones en campo, incluyendo licuefacción de suelos. Se utilizó la modelación numérica de columnas de suelo en una dirección según Groholski (2015) aplicado en el algoritmo DEEPSOIL®. Luego de esto se determinó el potencial de licuación de suelos mediante los métodos empíricos desarrollados por Boulanger e Idriss (2014) y Robertson (2009) aplicando correlaciones con los datos levantados a partir de los ensayos SPT y CPT. La información obtenida fue comparada con los daños observados en campo principalmente durante los primeros días del terremoto del 16 de Abril del 2016 y de manera secundaria durante el transcurso del año. Con esta información se elaboraron mapas de riesgo sísmico de licuación, aceleraciones máximas detectadas en superficie y espectros elásticos de diseño. Al final del proyecto se presentan alternativas de constructividad presentadas de manera cualitativa en un mapa zonificado de

la parroquia. La información levantada y procesada está relacionada al marco del proyecto de Microzonificación de Tarqui realizado para el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda mediante la empresa GEOESTUDIOS.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	IV
TRIBUNAL DEL PROYECTO	VI
DECLARACIÓN EXPRESA	VII
RESUMEN	VIII
ÍNDICE GENERAL.....	X
ABREVIATURAS	XVIII
SIMBOLOGÍA	XX
ÍNDICE DE TABLAS	XXIX
CAPÍTULO 1.....	31
INTRODUCCIÓN	31
1. INTRODUCCIÓN	32
1.1. Descripción del problema	34
1.2. Alcance.....	35
1.3. Objetivos: Generales y Específicos	37

1.3.1.	Objetivo General	37
1.3.2.	Objetivos Específicos.....	37
1.4.	Justificación	38
1.5.	Topografía	44
1.6.	Geología del sector de Tarqui	46
CAPÍTULO 2.....		58
2. ENSAYOS REALIZADOS Y PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA LA CARACTERIZACIÓN DEL SUELO.....		59
2.1.	Trabajos de Campo	59
2.1.1.	Perforaciones mecánicas.....	59
2.1.2.	Ensayo CPTu	67
2.2.	Mediciones Geofísicas.....	71
2.2.1.	Medición del periodo elástico del suelo - NAKAMURA.	71
2.2.2.	Ensayos MASW, MAM.....	72
2.2.3.	Medición del periodo elástico de las estructuras.....	76
2.3.	Ensayos de laboratorio.....	77
2.3.1.	Granulometría	77
2.3.2.	Determinación del contenido de humedad natural (W _n).	78
2.3.3.	Estimación de la densidad relativa.....	79
2.4.	Parámetros geotécnicos.....	80
CAPÍTULO 3.....		85

3. CARACTERIZACIÓN DEL SUELO DE TARQUI.....	86
3.1. Unidades Sismológicas de la Parroquia Tarqui, Manta.....	87
3.1.1. Unidad Sismológica 1	90
3.1.2. Unidad Sismológica 2	97
3.1.3. Unidad Sismológica 3	102
3.1.4. Unidad Sismológica 4	105
3.1.5. Unidad Sismológica 5	110
3.1.6. Unidad Sismológica 6	117
3.1.7. Unidad Sismológica 7	120
4. EVALUACIÓN DE RESPUESTA SÍSMICO-GEOTÉCNICA EN UNA DIMENSIÓN DE TARQUI MEDIANTE LA APLICACIÓN DE MODELACIONES CONSTITUTIVAS GENERAL CUADRÁTICO/HIPERBÓLICA	124
4.1. Hipótesis matemática adaptada para la transmisión de ondas sísmicas e intercambio de energía cinética-potencial y estado de pérdida para el caso de estudio.....	126
4.2. Flujo del proceso de cálculo de respuesta sísmica en una dirección para el caso de la parroquia de Tarqui	139
4.3. Flujo del proceso de análisis de respuesta sísmica en una dirección para el caso de la parroquia de Tarqui	140
4.4. Elaboración computarizada del cálculo de respuesta sísmica en el software DEEPSOIL®.....	142

4.4.1.	Selección del perfil de Vs y determinación del semi espacio en el sitio del proyecto.....	143
4.4.2.	Evaluación de las características geotécnicas del subsuelo y determinación de las curvas de degradación de la rigidez y amortiguamiento histerético.	151
4.4.3.	Arenas.....	151
4.4.4.	Arcillas/Limos.....	152
4.4.5.	Arcillolita.....	152
4.5.	Análisis de respuesta dinámica de sitio.....	153
4.5.1.	Selección de los registros sísmicos en roca compatibles sismológicamente con la demanda sísmica, según la desagregación del peligro sísmico.....	153
4.5.2.	Análisis de la media de los sismos seleccionados en roca y comparación con el espectro de peligro uniforme para la demanda sísmica seleccionada.....	155
4.5.3.	Caracterización y conformación de modelos de análisis de respuesta de sitio.....	157
4.5.4.	Estimación de la respuesta de sitio mediante algoritmos.....	160
4.5.5.	Análisis numéricos en términos de esfuerzos totales y efectivos de repuesta de sitio	161
	CAPÍTULO 5.....	164
	5. LICUACIÓN DE LOS SUELOS POR MÉTODOS EMPÍRICOS.....	165

5.1.	Análisis de estabilidad sísmica del subsuelo, determinando el potencial de licuación del estrato licuable y sus asentamientos.	167
5.2.	Desarrollo de los métodos para encontrar la probabilidad de licuefacción de los suelos.	170
5.2.1.	Análisis para suelos granulares	170
5.3.	Suelos finos	199
5.3.1.	Evaluación de susceptibilidad de licuefacción de suelos finos (Bray & Sancio, 2006).....	201
5.4.	Procedimiento para obtener el potencial de licuefacción de los suelos a través del ensayo CPT.	202
5.4.1.	Evaluación de la susceptibilidad de Licuefacción fluída mediante CPT.	205
5.4.2.	Evaluación de la susceptibilidad de licuefacción por cortante... ..	206
5.5.	Análisis de los resultados de licuefacción de suelos a través de ensayo de penetración estándar (SPT) y el ensayo que penetración de cono estático (CPT).....	207
5.5.1.	Resultados de los análisis de licuefacción de la Unidad Sismológica 1	207
	211	
5.5.2.	Resultados de los análisis de licuefacción de la unidad sismológica 2	211
5.5.3.	Resultados de los análisis de la unidad sismológica 3.....	217

5.5.4.	Resultados de los análisis de la unidad sismológica 4.....	220
5.5.5.	Resultados de los análisis de la unidad sismológica 5.....	225
5.5.6.	Resultados de los análisis de la unidad sismológica 6.....	230
5.5.7.	Resultados de los análisis de la unidad sismológica 7.....	233
5.6.	Resumen de resultados global del estudio de licuefacción de suelos, mediante ensayos SPT y CPT.....	234
CAPÍTULO 6.....		242
6. RESUMEN, ANÁLISIS DE COMPARACIÓN Y SÍNTESIS DE ESTIMACIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO EMPÍRICO-MATEMÁTICAS Y OBSERVACIONES		243
6.1.	Efectos de licuefacción en la respuesta sísmica	245
6.2.	Elaboración de espectros de diseño y zonificación sísmica según perfiles de isoaceleración, espectros de respuesta y relaciones espectrales. 247	
6.3.	PERFILES DE ISOACELERACIÓN Y RELACIÓN DE AMPLIFICACIÓN EN EL DOMINIO DEL TIEMPO	266
6.3.1.	ESPECTROS DE RESPUESTA Y RELACIONES ESPECTRALES SSR 268	
6.4.	Espectros elásticos propuestos para diseño	271
CAPÍTULO 7.....		279

7. PRESENTACIÓN DE MAPAS DE LICUEFACCIÓN, MICROZONIFICACIÓN Y CONSTRUCTIVIDAD DE LA PARROQUIA TARQUI	280
7.1. Mapa de licuefacción	280
7.2. Mapa de zonificación por constructividad	283
7.2.1. Factores que se utilizaron para definir los sectores del mapa de constructividad	283
7.2.2. Ubicación de las distintas áreas de estudio del sector de Tarqui 290	
7.3. Descripción de las áreas de constructividad sismológicas del plano de constructividad	292
7.4. Soluciones a través de mejoramiento de suelos de la parroquia Tarqui, Manta	293
7.5. Descripción de algunas metodologías de mejoramiento de suelo.	295
7.5.1. Pilas de Agregado Compactado	295
7.5.2. Proceso de instalación	298
7.5.3. Propuesta técnica	301
7.5.4. Compactación dinámica	304
7.5.5. Procedimiento de compactación dinámica para mejoramiento de suelo	306
CAPÍTULO 8.....	308
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	308

ANEXOS

BIBLIOGRAFÍA

ABREVIATURAS

ASTM	Sociedad Americana de ensayo de materiales
A.S.	Área sismológica de constructividad
CF	Contenido de finos
c	cohesión
Dr	Densidad Relativa
CPT	Ensayo de penetración estática con piezocono
CRR	Relación de resistencia cíclica
CSR	Relación de esfuerzo cíclico
Fsliq	Factor de seguridad de licuefacción
Ic	Índice de tipo de comportamiento de suelo de CPT
Kpa	Kilo pascales
MASW	Ensayo geofísico de refracción de onda
Mpa	Mega Pascales
Mw	Escala de magnitud de momento

NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
Pa	Presión atmosférica
PGA	Aceleración de Superficie
PSHA	Análisis de peligro sísmico probabilístico
SPA	Técnica de correlación espacial
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
Te	Período elástico del suelo
Rf	Coefficiente de fricción
U.S.	Unidad Sismológica
Wn	Contenido de humedad
z	Profundidad

SIMBOLOGÍA

a	Relación de área neta
Ac	Área proyectada del cono
Ce	SPT factor de corrección por radio de energía
Cb	SPT factor de corrección por diametro de barra
Cn	SPT o CPT factor de corrección de sobre carga
Cs	SPT Factor de corrección por longitud de barra
Cu	Coefficiente de uniformidad
D50	Diametro percentil 50 de curva granulometrica
Φ	Ángulo de fricción
Gmáx	Modulo de corte
	Componente horizontal del movimiento sísmico
HS	superficial
Ks	Factor de corrección de sobre carga
LDI	Índice de desplazamiento lateral
LI	Límite líquido
Lp	Límite plástico
LPI	Índice de potencial de licuefacción

Lc	Límite de contracción
IP	Índice plástico
IL	Índice líquido
Ic	Índice de consistencia
MSF	Factor de magnitud de escala
N	Número de golpes
N60	Número de golpes corregido
N1, 60	Número de golpes corregido por confinamiento
N1,60cs	Número de golpes corregido por arenas limpias
OCR	Razón de sobre consolidación
PI	Probabilidad de licuefacción
qc	Resistencia por punta
Q	Capacidad del pilote
Ra	Actividad relativa
RR	Índice de recompresión modificado
SM	Arena limosa
Su	Esfuerzo cortante no drenado
Sv-1D	Asentamiento debido a post-licuefacción
σ'_{v0}	Esfuerzo vertical Total
σ'_{v0}	Esfuerzo vertical efectivo
τ_{max}	Esfuerzo cortante máximo

u	presión de poros
Vs	Velocidad de onda cortante
Wh	Muestra húmeda
Wn	Contenido de humedad
Ws	Muestra Seca

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Fotografía que demuestran como la licuefacción se presenta luego de un sismo.....	35
Figura 1.2 Las placas de Pacífico	39
Figura 1.3 Diagrama detallando por número de pisos las.....	41
Figura 1.4 Mapa de los registros de daños encontrados en la Parroquia Tarqui.....	42
Figura 1.5 Plano topográfico de la parroquia Tarqui.....	46
Figura 1.6 Unidades litológicas que se encuentran en	56
Figura 2.1 Perforaciones mecánicas realizadas en el campo	65
Figura 2.2 Mapa de Tarqui con los ensayos que se realizaron.....	76
Figura 2.3 Ángulo de fricción drenado pico Φ'_p , como función de la densidad relativa D_r , y del esfuerzo confinante efectivo σ'_c	80
Figura 3.1 Clasificación de la textura del suelo de la unidad sismológica 1..	93
Figura 3.2 Caracterización dadas por las perforaciones encontradas en la unidad N-09.	94
Figura 3.3 Caracterización de los suelos finos que se encuentran en la unidad N-09. Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.....	95

Figura 3.4 Caracterización del perfil C. Se presenta las unidades litológicas del perfil C. Fuente: Geoestudios, 2016.....	96
Figura 3.5 Se muestra la característica de los suelos de la unidad sismológica 2.....	101
Figura 3.6 Tipo de materiales que se encuentran en el sector. Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.	104
Figura 3.7 El triángulo nos muestra las cantidades más predominantes de los ensayos SPT que se realizaron en la unidad 4.....	109
Figura 3.8 Características de la U.S. 5.	113
Figura 3.9 Caracterización geológico del perfil H, tramos 0+210 hasta 0+440.	114
Figura 3.10 Perfil geotecnico del tramo del perfil H-H' que pasa en la unidad.	115
Figura 3.11 Perfil Geológico que se encuentra en la unidad.....	116
Figura 3.12 Características de los suelos que se	119
Figura 3.13 Representa los materiales que se encuentran en el sector utilizando los ensayos P-24, P-23.....	122
Figura 4.1 Sismos para el desarrollo del proyecto integrador.....	158
Figura 5.1 Fotografía mostrando los efectos del fenómeno de licuación causados por el sismo del 16 de Abril.	169
Figura 5.2 Deformaciones laterales producidas por licuefacción de suelos:194	
Figura 5.3 Gráfico propuesto por Bray & Sancio (2006).	202

Figura 5.4 Tramo del perfil C, nos demuestra la capa licuable que se encuentra a lo largo del sector. La capa licuable fue estimada con los resultados de los ensayos SPT y CPT que se nombraron anteriormente cuyos resultados fueron descritos.....	210
Figura 5.5 fotografía de inicio del puente que cruza el río Burro, donde se puede observar que no existe daño. (b) Luego del terremoto del 16A2016 se puede observar como se ha deformado la acera.....	211
Figura 5.6 Tramo del Perfil B que se encuentra en la U.S. 1.....	211
Figura 5.7 Se muestra el edificio de la policía que se encuentra en la U.S. 2, pero por fallas que se encontraron post-terremoto se tuvo que demoler....	212
Figura 5.8 Muestras de licuación en la U.S. 1. Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.....	215
Figura 5.9 Se muestran los ensayos qye se encuentran en la U.S. 1. Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.	216
Figura 5.10 Se muestra la unidad sismológica 3, con los ensayos que se incluyen para el análisis de licuación.....	217
Figura 5.11 Edificio que quedó con daños graves. Hasta el momento del cierre del proyecto estaba inhabilitado.....	218
Figura 5.12 Orto fotografía con el zoom hacia la unidad sismológica 3. Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.....	219
Figura 5.13 Se muestra la unidad sismológica 4 en la ventana que se encuentra en la orto-fotografía. Zoom de 200%.....	222

FFigura 5.14 Implantación de la unidad sismológica 4, se presentan los ensayos y tramos de perfiles que se involucran en el sector.	223
Figura 5.15 Se observa edificio con daños en mampostería luego del terremoto.....	223
Figura 5.16 Edificio colapsado luego del terremoto.	224
Figura 5.17 Ubicación de los ensayos que se utilizaron para obtener el potencial de licuación de la unidad sismológica 5. Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.....	227
Figura 5.18 Se muestra los daños que se registraron durante la inspección visual realizada a la parroquia Tarqui.	228
Figura 5.19 Una de las casas que se tuvo que demoler debido a los daños estructurales.	229
Figura 5.20 Índice de potencial de licuefacción. Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.....	231
Figura 5.21 Índice de desplazamiento lateral y asentamiento por re-consolidación de la U.S. 6.....	232
Figura 5.22 Gráfica de barras mostrando los resultados que se obtuvo de los ensayos realizados en la unidad sismológica 7. Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.....	234
Figura 5.23 Porcentaje de los ensayos que marcan y no marcan licuefacción de suelos.....	236
Figura 5.24 Cálculo del LPI por medio del ensayo SPT.....	237

Figura 5.25 Mapa de Tarqui con los resultados de LDI obtenidos. Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.	238
Figura 5.26 Resultados de LDI y S en metros.	238
Figura 5.27 Diagrama pastel mostrando la repartición de los ensayos que tienen probabilidad de licuefacción y los no la tienen.	240
Figura 5.28 Cálculo de LPI para ensayos como estático.	240
Figura 5.29 Índice de desplazamiento lateral y asentamiento por reconsolidación.	241
Figura 6.1 Espectros calculados de la respuesta sísmica.	245
Figura 6.2 Registro sísmico.	246
Figura 6.3 Se muestran las lecturas del acelerogramas.	251
Figura 6.4 Espectros encontrados para la zona de Tarqui.	254
Figura 6.5 Registro de los espectros para el modelo C.	255
Figura 6.6 Espectros sísmicos.	256
Figura 6.7 Espectros para el modelo E.	257
Figura 6.8 Espectros para el modelo F.	258
Figura 6.9 Espectros para el modelo G.	259
Figura 6.10 Espectro para el modelo H.	260
Figura 6.11 Análisis de respuesta sísmica.	270
Figura 7.1 Gráfica relación CRR vs Número de golpes.	282
Figura 7.2 Gráfica relación CRR Y Número de golpes.	282

Figura 7.3 Se observa el depósito de suelos que se encuentra sobre la arcillolita, en la parte central del depósito y los suelos areno limosos que han sido depositados sobre la pendiente rocosa.	287
Figura 7.4 Perfil longitudinal de Tarqui, se puede observar los depósitos hacia el río burro, desde la parte alta de Tarqui (Lado derecho del perfil S).	289
Figura 7.5 Mapa de constructividad de parroquia Tarqui, Manta.	291
Figura 7.6 Columnas de grava compactada in situ	297
Figura 7.7 Equipo de construcción.....	300
Figura 7.8 Conexión entre las pilas y las cimentaciones.	301
Figura 7.9 Vista en planta de las instalaciones propuesta.	302
Figura 7.10 Se observan las columnas de grava que se introduce en los estratos licuables que son marcados de color verde.	303
Figura 7.11 Procedimiento de la técnica compactación dinámica.....	306
Figura 7.12 Gráfica que muestra el incremento de las propiedades de los suelos.....	307

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Se muestra las actividades sísmicas más relevantes en el Ecuador.	40
Tabla II. Tabla con la cartografía del plano geológico de Tarqui.....	55
Tabla III. Contenido de las perforaciones que se.....	61
Tabla IV. Ensayos realizados por la empresa del Ingeniero Moreira cedidos a Geoestudios.....	67
Tabla V. Ensayos de CPT con sus respectivas coordenadas y profundidades.	70
Tabla VI. Ubicación de los ensayos geofísicos.....	74
Tabla VII. Ensayos realizados MAM con sus respectivas ubicaciones	75
Tabla VIII. Tamaño de las partículas.	78
Tabla IX . Parámetros, clasificación suelos finos.....	83
Tabla X. Parámetros, clasificación suelos granulares.....	84
Tabla XI. Parámetros, caracterización.	84
Tabla XII. Tabla con los rangos de rigidez de las arenas según los distintos parámetros.....	87
Tabla XIII. La siguiente tabla muestra los valores de rigidez de las arcillas.	87
Tabla XIV. Resumen de sismos seleccionados	154
Tabla XV. Selección de 8 registros.....	159

Tabla XVI. Se muestran los resultados para la U.S. 1.....	209
Tabla XVII. Los resultados obtenidos en la unidad de estudios de licuefacción.....	216
Tabla XVIII. Resumen de los resultados obtenidos de licuación mediante métodos matemáticos.....	219
Tabla XIX. Resumen de los resultados de licuación obtenidos para los ensayos mostrados en la tabla.....	224
Tabla XX. Resumen de los resultados que se obtuvieron en la U.S. 5.....	226
Tabla XXI. Resumen de los resultados de los ensayos que se encuentran en la U.S. 6.....	230
Tabla XXII. Resumen de resultados de licuefacción.....	233
Tabla XXIII. Resumen de los resultados que se obtuvieron para todos los ensayos SPT que se realizaron en Tarqui, Manta.....	235
Tabla XXIV. Resultados de todos los ensayos CPT que se usaron en Tarqui, Manta.....	239
Tabla XXV. Coeficientes.....	249
Tabla XXVI. Detalle de las unidades de mejoramiento de suelo.....	302

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

América del Sur se encuentra asentada en el cinturón de fuego del Pacífico, por lo que está expuesta a diversos tipos de eventos telúricos, un ejemplo es el que ocurrió en el Ecuador el 16 de Abril del 2016 y que afectó fundamentalmente a tres provincias costeras, tales como Esmeraldas, Manabí, Guayas.

En la provincia de Manabí la ciudad de Manta tuvo importantes pérdidas de infraestructura urbana en sus diferentes parroquias entre estas la parroquia Tarqui, objeto de estudio del proyecto integrador, debido a que se proyectan reasentamientos en la zona afectada que exigen el conocimiento de las condiciones geotécnicas del suelo que tiene alto potencial de licuación y que demanda un cálculo especial de los cimientos de las estructuras a construir a fin de mitigar los impactos de futuros sismos tanto en los ciudadanos como en las estructuras.

Hasta la fecha no existen estudios focalizados en la calidad del suelo de la parroquia Tarqui, que debido a la ubicación estratégica y su importancia económica para la ciudad emprenderá su reconstrucción ante esta situación se ha decidido que es indispensable advertir de las condiciones del suelo y orientar de manera técnica las nuevas construcciones a fin de que en caso de un evento sísmico la respuesta

de las estructuras mitigue las pérdidas de vidas humanas y otros efectos colaterales de los sismos.

El riesgo sísmico en la zona de la parroquia de Tarqui en Manta, es el objeto de estudio del proyecto, debido a que es necesario que los asentados en el sector conozcan las normas sismo-resistentes de construcción a fin de precautelar la integridad ciudadana ante futuros eventos sísmicos

Los fenómenos observados son la licuefacción y subsidencia, que causan la pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por consiguiente no se pueda soportar el peso de las estructuras por lo que se caen o se deforman de manera drástica tendiendo que las estructuras tengan que ser derrumbadas.

Uno de los factores al diseñar los edificios en una zona con alto potencial de daño es obtener la respuesta sísmica de sitio después de hacer un análisis sísmico y de obtener una caracterización de los tipos de suelos o de capas litológicas que se puedan encontrar.

Alrededor del planeta hay distintas placas tectónicas, y cada una tiene sus propiedades y su forma de generar los sismos. Ecuador se encuentra entre dos de estas placas tectónicas, una es la Placa Sudamericana y la otra es la Placa del Pacífico. Estas dos placas convergen en una zona de falla, conocida como cinturón de fuego que

se caracteriza por concentrar algunas zonas de subducción (falla que se encuentra al borde Oeste del Ecuador), esto genera intensa actividad sísmica y volcánica.

1.1. Descripción del problema

Debido al terremoto del 16 de Abril del 2016, se pudo evidenciar un factor importante e influyente como las características del suelo y su interacción con la estructura.

El suelo y sus características deben tener alta resistencia para poder soportar la carga de los edificios.

La capacidad portante y los asentamientos para un estudio donde se van a construir edificios dependerán de los esfuerzos que actúan en dirección vertical.

En el sismo del 16 de abril, se pudo observar el fenómeno de licuación de suelos, fenómeno que afecta a la resistencia de los suelos de manera muy drástica, pudiendo producir asentamientos que colapsan a la estructura. Este fenómeno puede ocurrir en otros lugares donde se encuentren suelos blandos como arenas sueltas con un porcentaje de finos los cuales pueden ser limos.

Los daños estructurales se observaron en gran cantidad en esta parroquia y eso no se puede permitir cuando venga otro evento sísmico en el Ecuador ya que influye de manera directa en la economía del país.



Figura 1.1 Fotografía que demuestran como la licuefacción se presenta luego de un sismo.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

La respuesta de sitio es un factor que se debe analizar cuando se va a diseñar un edificio, y con mucha más importancia cuando es el diseño de una estructura esencial según indica el capítulo de peligro sísmico de la NEC2015.

1.2. Alcance

Tomando en cuenta la problemática que causa la actividad sísmica en nuestro país, y especialmente en la parroquia Tarqui en la ciudad

de Manta de la provincia Manabí, se desarrolló el estudio de microzonificación y cálculo de la respuesta de sitio de la parroquia.

Donde se encontrarán las distintas zonas donde se produce el fenómeno de licuefacción de suelos, a través de los métodos matemáticos utilizando el programa deepsoil v6.1, y también se propone una comparación entre los métodos empíricos.

- a. Se calcula la probabilidad de licuación a través de los métodos empíricos.
- b. Se usa un programa para calcular la probabilidad de licuación de los estratos.
- c. Se determina la respuesta de sitio con el programa DEEPSOIL®, obteniendo las curvas de amortiguamiento y el espectro de aceleración.
- d. Se establece un mapa, de la parroquia Tarqui con el potencial de licuación, es decir se establecerán los lugares más susceptibles a licuación.
- e. Se realiza la caracterización geotécnica de los suelos de la parroquia Tarqui.

El proyecto de graduación llevará a cabo varias fases, la propuesta final es la de establecer el alcance d), obteniendo un mapa de la parroquia con todas sus características de suelo, con el espectro de

aceleración, y poder decir de una manera superflua las posibles soluciones que se le puede dar al problema de licuefacción y poder construir en cierto lugar del sector de manera segura.

Contribuyendo a los ciudadanos de Manta con un mapa que les va a servir de mucho al momento de diseñar las distintas obras de ingeniería civil.

1.3. Objetivos: Generales y Específicos

1.3.1. Objetivo General

Establecer un mapa de constructividad de la parroquia Tarqui para que las reconstrucciones de las nuevas edificaciones mitiguen los daños ocasionados por sismos.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Obtener los espectros de aceleración y la respuesta de sitio para que los asentados en Tarqui puedan diseñar de una manera apropiada las nuevas edificaciones. Se utilizó el software DEEPSOIL®.
- Caracterizar geotécnicamente el suelo, estableciendo los parámetros que precisen las condiciones del suelo.

- Calcular a probabilidad de licuación y los espesores de los estratos licuables para diseñar correctamente las cimentaciones de los edificios o viviendas.
- Comparar los resultados obtenidos por los métodos empíricos y matemáticos.

1.4. Justificación

De lo expuesto en los antecedentes, se conoce a la zona donde se encuentra Ecuador como una de las zonas con más actividad sísmica del planeta, por encontrarse en el cinturón de fuego del Pacífico. El cinturón de fuego se encuentra formado por dos placas tectónicas, citando a Wegener, quien habla de la teoría de la deriva continental o tectónica de placas, donde se indicaba que el margen costero del lado continental este de América del Sur estaba junto a la parte occidental de África, formando un solo continente conocido como "Pangea".

Las placas tectónicas que se encuentran en y cerca del territorio continental del Ecuador son: 1) placa oceánica de Nazca, la cual tiene una tendencia de desplazamiento hacia el Este, en dirección al Ecuador continental, con velocidad entre 60 a 80 mm por año. 2) La placa Sudamericana con tendencia estructural al Oeste, dentro del territorio continental del Ecuador.

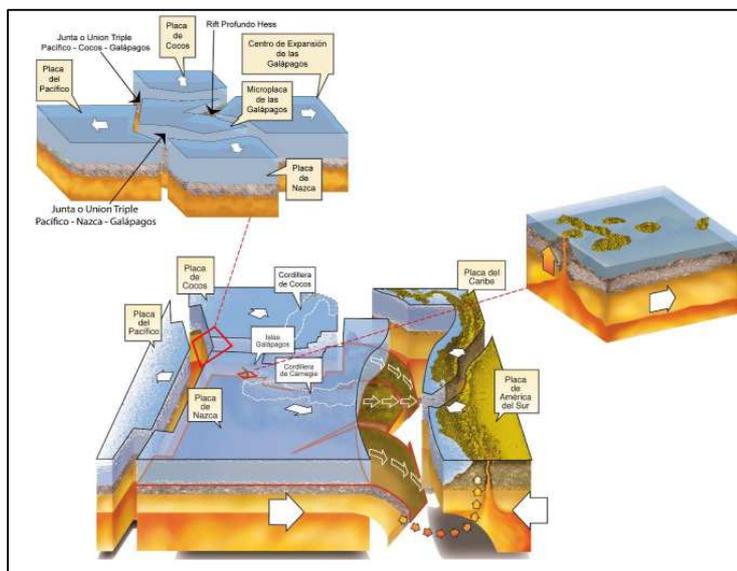


Figura 1.2 Las placas de Pacífico

Fuente: Chunga, *et al*, 2016.

Por consiguiente, nuestro país se encuentra en una de las zonas más sísmicas, pueden ser provocados por fuertes terremotos de subducción que causan magnitudes entre 7.5 a 9 y también por moderados terremotos corticales que provocan magnitudes entre 6 a 7 grados de magnitudes. En el Ecuador a través de la historia se ha podido registrar varias magnitudes de sismos, en la siguiente tabla se muestran los principales sismos registrados en el Ecuador:

Tabla I. Se muestra las actividades sísmicas más relevantes en el Ecuador.

Zona	Fecha	Ubicación	Intensidad	Magnitud
Esmeraldas	31-01-1906	0.96 N 79.37 W	IX	8.8
Loja, Azuay	23-02-1913	4.00 S 79.40 W	VIII	6.1
Pichincha, Cotopaxi	03-05-1914	0.50 S 78.48 W	VIII	5.8
Pichincha	05-02-1923	0.50 S 78.50 W	VIII	6.3
Pichincha	25-07-1929	0.40 S 78.55 W	VIII	6.3
Pichincha	10-08-1938	0.30 S 78.40 W	VIII	6.3
Manabí, Esmeraldas	14-05-1942	0.03 S 79.96 W	IX	7.8
Manabí, Esmeraldas	14-05-1942	0.03 S 79.96 W	IX	7.8
Esmeraldas	23-10-1944	0.61 N 79.32 W	VIII	6.7
Tungurahua Napo	05-08-1949	1.25 S 78.32 W	VIII	6.5
Loja	12-12-1953	3.55 S 80.64 W	VIII	7.3
Napo Pichincha	11-05-1955	0.23 S 77.88 W	VIII	6.5
Manabí	16-01-1956	0.73 S 80.21 W	VIII	7.0
Zona	Fecha	Ubicación	Intensidad	Magnitud
Esmeraldas	19-01-1958	1.15 N 79.54 W	VIII	7.6
Esmeraldas	19-01-1958	1.15 N 79.54 W	VIII	7.6
Chimborazo	08-04-1961	2.20 S 78.90 W	VIII	6.1
Morona Santiago, Pastaza	10-05-1963	2.19 S 77.62 W	VIII	6.6
Manabí	19-05-1964	0.84 N 80.29 W	VIII	6.0
Loja	10-12-1970	4.03 S 80.54 W	VIII	7.2
Esmeraldas	09-04-1976	0.78 N 79.80 W	VIII	6.7
Sucumbios, Napo	06-03-1987	0.15 N 77.82 W	VIII	7.2
Manabí	02-09-1990	0.14 S 80.28 W	VIII	6.6
Morona Santiago	03-10-1995	2.75 S 77.88 W	VIII	7.0
Manabí	04-08-1998	0.55 S 80.53 W	VIII	7.2
Esmeraldas, Manabí	16-04-2016	0.35 N 79.93 W	IX	7.8

Fuente: U.S. Sismology, 2010.

El pasado 16 de abril en la ciudad de Pedernales ocurrió un sismo de magnitud 7.8 a una profundidad de 20 km, siendo uno de los terremotos más potentes que ha recibido el Ecuador en las últimas décadas, dejando pérdidas de vidas humanas y económicas. Las

ondas sísmicas llegaron hasta Guayaquil, con menor intensidad y frecuencia, pero se pudo evidenciar edificios con daños no estructurales, así como algunos en su minoría que fueron afectados drásticamente. Una de las estructuras más afectadas fue el paso desnivel que colapso en la Avenida de las Américas que se encuentra en actual reconstrucción.

En la parroquia de Tarqui se muestra la siguiente tabla con las casas que tuvieron que demolerse según el número de pisos, esto por falla de las cimentaciones debido a asentamientos o desplazamientos verticales, algunos daños se pudieron observar que tuvieron relación con licuefacción:

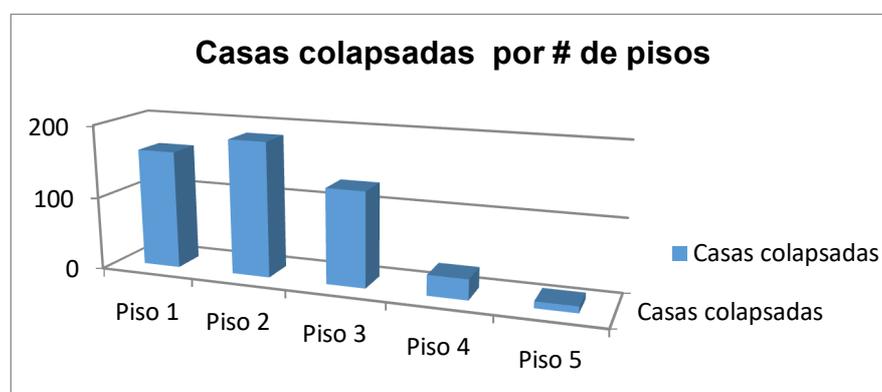


Figura 1.3 Diagrama detallando por número de pisos las Edificaciones que colapsaron.

Fuente: Antón, R., Avilés, A., 2017.

A continuación, se muestra un mapa de la Parroquia Tarqui con la ubicación de las distintas edificaciones, donde podemos diferenciar las zonas más afectadas y las zonas con menor peligro sísmico de Tarqui. Por esto el presente estudio es realizado con el fin de graficar un mapa de constructividad de uso práctico para la comunidad con el cual conocerán las condiciones sísmico-geotécnicas construir en determinadas ubicaciones de la parroquia.

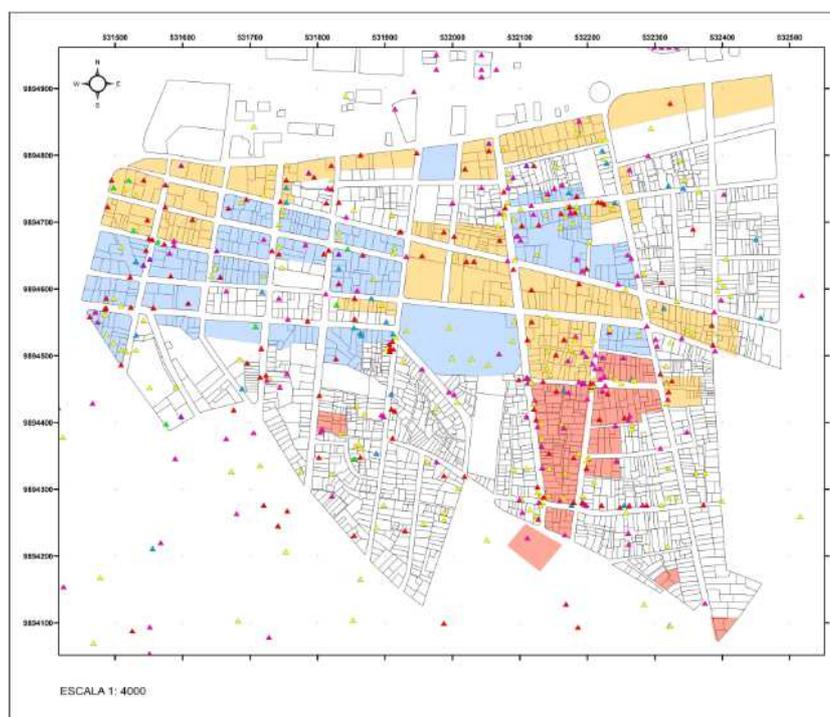


Figura 1.4 Mapa de los registros de daños encontrados en la Parroquia Tarqui.

Fuente: Geoestudios, 2016.

En la zona de Tarqui de la ciudad de Manta se observó un gran daño en las edificaciones, ocasionado por la falla del suelo arenoso

suelto saturado existente que fue generado por el fenómeno de licuación (pérdida de resistencia del suelo generando asentamientos y grandes deformaciones). En la Norma Ecuatoriana de la Construcción se indica que al tener este tipo de suelos se deben realizar análisis de detalle que permitan garantizar la estabilidad de la estructura.

El registro de daños se realizó a través de una inspección visual del barrio Tarqui, donde se pudo tener registro de las edificaciones y diferentes fallas que se encontraban en este sector.

Es importante reconocer que la licuación no ocurre de manera aleatoria y que por el contrario se requieren ciertos ambientes geológicos e hidrológicos, y que ocurre principalmente en depósitos recientes de arena y limo con altos niveles freáticos, casos históricos de licuación han sido documentados en ciudades que han ocurrido sismos, tales como; Adapazari en Turquía, Bahía de San Francisco en USA, Kobe en Japón, Bahía en Ecuador, y actualmente en las ciudades de Manta, Pedernales, Portoviejo, Jaramijó entre otros.

Los escenarios más susceptibles están constituidos por los depósitos del Holoceno (con una edad inferior a los 10.000 años), pero es muy poco probable, dependiendo del nivel del peligro

sísmico, que se presente en depósitos de suelos de edad anterior a los del Pleistoceno. Los depósitos recientes ubicados en deltas de canales y ríos, llanuras de inundación y rellenos pobremente compactados (rellenos hidráulicos) son los más susceptibles a la licuación.

Por estos motivos es necesario llevar a cabo una microzonificación sísmica y microzonificación geotécnica de tal manera que se pueda caracterizar las zonas de similar comportamiento dinámico dentro del área correspondiente al barrio Tarqui. Además, se podría confirmar en los diseños particulares de cada estructura si el potencial de licuefacción realmente está presente, en qué magnitud y principalmente a que niveles de peligro sísmico se enfrenta.

1.5. Topografía

La topografía se realizó en la ciudad de Manta, en la zona de estudio de la parroquia Tarqui, y se realizó a través de un dron, se pudo observar que es una zona baja al principio de la playa, también se presenta un terreno ondulado en el centro de Tarqui, donde se podría ver afectado por un problema de licuación en las partes bajas de las ondas, motivo por el cual se pudo sedimentar estratos de suelos blandos y luego ser rellenados con mejoramiento

pero sin haber compactado los estratos inferiores del suelo, a causa de esto se pudo haber producido varios edificios colapsados.

A través de los años se ha formado un valle en el centro de Tarqui, nombrado en este proyecto como laguna aluvial, que son depósitos de suelos formados por el pasar de los años.

La topografía de Tarqui es variada, entre terreno ondulado y plano, tiene pendientes hacia el río Manta, es decir hacia el oeste de la parroquia Tarqui.

La zona de playa muestra una leve inclinación, que va desde el cordón litoral hasta el mar, lo que puede producir deformaciones laterales o deslizamientos de los depósitos del suelo. El plano se lo muestra con más detalle en el Anexo B

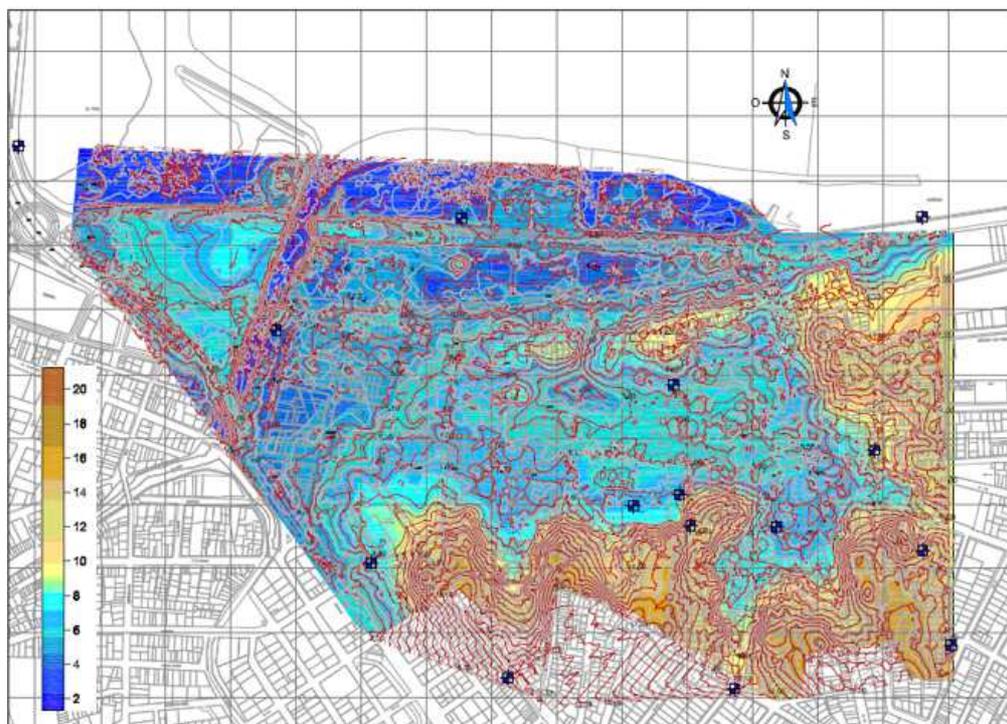


Figura 1.5 Plano topográfico de la parroquia Tarqui.
Fuente: Geoestudios, 2016.

1.6. Geología del sector de Tarqui

Es de gran importancia establecer los distintos depósitos sedimentarios y formaciones de suelo que se encuentran en el sector, pues tiene relación directa con el potencial de licuefacción y la resistencia del suelo durante la actividad sísmica, un factor importante es la profundidad del nivel freático. (Boulangier & Idriss, Soil Liquefaction During Earthquakes, 2008). Y determinar las unidades litológicas y ambientes costeros que pueden existir en el

sector, en el sector de Tarqui se determinaron 10 unidades litológicas, las cuales son:

- **Canal fluvial.** - Conformado mayoritariamente por arena con grava y algo de limo.
- **Depósito Coluvial.** - Conformado por arena limosa.
- **Supratidal.** - Arena mal graduada con limo.
- **Planicie aluvial.** - Arena limosa.
- **Deslizamiento antiguo.** - Arena limosa con arcilla arenosa.
- **Humedal cubierto por aluvial antiguo.** - Arcilla y arena arcillosa.
- **Laguna litoral cubierta por aluvial antiguo.** - Arena arcillosa intercalada con arcilla.
- **Llanura tidal antigua cubierta por aluvial.** - Limo arenoso intercalado con arena limosa.
- **Suelo residual en zona de colinas.** - Esta unidad litológica cubre las partes más altas de Tarqui, la zona de las colinas. Donde se encuentran substratos de arcillolita blanda y de rigidez media donde las Vs alcanzan los 800 m/s.

Un primer análisis permite identificar tres niveles de sedimentos de ambiente sedimentario de laguna litoral, conformado principalmente por arcillas y arenas arcillosas, desde la superficie del terreno y desde los datos de perforaciones geotécnicas se puede localizar entre las cotas -33 m, -13 m y -2 metros debajo del nivel actual del

mar. Estos tres niveles de arcillas fueron depositados en tiempos diferentes, cuando el nivel de mar alcanzaba las cotas + 4 m y +8 (sobre el nivel de mar actual), hace 125.000, 6.000 años y hace 4.000 años atrás. Es decir, la elevación de nivel de mar por encima de la cota actual ha formado en aquellos tiempos zonas de depresiones conocidas como lagunas litorales, luego rellenas por sedimentos fluviales, sin embargo, desde un punto de vista del análisis geotécnico son consideradas suelos inestables de tipo E y F (según el Código Ecuatoriano de la Construcción, NEC 2015).

Depósitos coluviales y deslizamientos antiguos desde las colinas han sido identificados en el sector sur del Barrio de Tarqui, conformado por sedimentos arenosos limosos de deposición caótica. Las viviendas en este sector reportaron hundimientos e inclinación en sus cimentaciones.

La formación de estas lagunas litorales ha sido asociada por los avances y retiros del mar en los últimos 10.000 años (para los niveles más próximos a la superficie), se puede observar variación de la línea de playa propuesta por Faibridge (1961). Un rasgo importante para la disposición de los sedimentos finos de arcillas en el sitio de Tarqui, ha sido el cordón de playa litoral, el cual permitió una comunicación con el mar por uno o más puntos. En la

secuencia estratigráfica identificada en este estudio, se pueden delinear tres niveles de arcillas que confinan niveles de arenas limosas, donde las amplificaciones de las ondas sísmicas fueron mayores durante eventos sísmicos.

En la Tabla II, se muestra un resumen de la geología de Tarqui, entre ellos la litología del sector como las gravas o arenas en la serie de holoceno, es decir, muestra las diferentes unidades geológicas, los años de antigüedad que tienen estos depósitos que se puede dividir en holoceno que son los sedimentos más recientes luego viene los sedimentos del pleistoceno, y después los sedimentos del pre-pleistoceno.

Para el sitio de Manta, los suelos saturados cubren el substrato rocoso de las arcillolitas y limolitas de la formación Tosagua, las cuales se encuentran en la cota -40 m.d.n.m. para el Barrio de Tarqui. Aquí, las propagaciones de las ondas sísmicas tienen comportamientos diferentes en los diversos tipos de rocas dependiendo mucho de su consistencia litológica y espesor, sin embargo, esta amplificación puede ser incrementada (por ejemplo, efecto de sitio) por las condiciones geológicas locales en efecto, el considerable espesor entre 40 a 65 m, de los sedimentos holocénicos y pleistoceno superior de Tarqui.

El suelo de Tarqui inicia con una cobertura de relleno de 1 a 1.4 m de espesor, luego en profundidad se evidencian niveles de cenizas transportadas por fall-out (probablemente por el Quilotoa y Pululagua), de coloración blanquecina y grisáceas, capas de arenas sueltas también tienen mezclas de cenizas probablemente el depósito se presentó en un ambiente supratidal, arenas de grano medio a grueso con poca matriz de limo es el material más granular en el sitio. A más profundidad, de la secuencia sedimentaria descrita precedentemente, se inicia los niveles de arcilla de alta plasticidad, con presencia de abundantemente restos carbonosos, así como tonalidades rojizas indicadoras de ambiente de oxidación. Niveles de arena, arena arcillosa, arcilla y limo son intercaladas los cuales dependieron de su ambiente sedimentario deposicional y del avance y retroceso del nivel de mar, el cual es el factor principal para comprender los diferentes tipos de sedimentos identificados en el área de estudio.

La estructura sismogénica próxima al sitio del Barrio de Tarqui, Manta, es la zona de subducción, allí se tiene registros históricos de fuertes terremotos acontecidos en los últimos 120 años, iniciando con el terremoto del 3 de mayo de 1896 (Mw 7.1), 1 de junio de 1907 (Mw 7.4), 14 de mayo de 1942 (Mw 7.9), 16 de enero de 1956 (Mw 7.4), 4 de agosto de 1998 (Mw 7.1) y 16 de abril de 2016 (Mw

7.8). La recurrencia sísmica para esta estructura sismogénica es cada 20 años de los cuales dos han sido muy fuertes (1942 y 2016). La estimación de la máxima magnitud esperada del terremoto, está en el rango de 8 a 8.1 grados, esto considerando la longitud del segmento de la zona de subducción de los 280 kilómetros. La zona de subducción se encuentra a 67 km de distancia del sitio Barrio de Tarqui.

El sitio de estudio se encuentra en el área epicentral de intensidad macrosísmica del terremoto de Pedernales del 16 de abril de 2016 (Mw 7.8, X), igual características de localización para el terremoto histórico de Manabí de 1942 de Mw 7.9. El sitio Tarqui tiene documentadas intensidades macro sísmicas asignadas de VIII.

Desde un punto del análisis de fallas geológicas corticales (por ejemplo, superficiales) la falla más cercana es la falla Bahía (F16) con una distancia horizontal de 33 Km, con estimaciones de máximas magnitudes de 6.5 grados y valor de PGA de 0.33g. La falla F20 (Membrillal) es otra estructura cercana para el sitio Tarqui, Manta localizada al sureste, localizada a una distancia de 24 Km, con estimaciones de máximas magnitudes de 6.6 grados y valor de PGA de 0.33g.

La falla de mayor dimensión es la F. Daule (F17) ubicada a 82 Km de distancia del sitio de estudio, la cual podría alcanzar valores de magnitud de 7.1 a 7.3 grados y PGA de 0.33 g. Las fallas Galera (F05), Quinde norte (F10), Calceta (F14) y Buena Fe (F18) pueden generar sismos entre los 7 a 7.1 grados de magnitud y valores de PGA en roca desde 0.33 a 0.40g. La falla Cañaveral localizada a 66 km de distancia del sitio Manta puede generar un sismo de Mw 6.8 y PGA de 0.31g.

Desde interpretaciones de perforaciones geotécnicas, trincheras exploratorias, sísmicas Vs, se ha identificado seis (6) unidades litológicas de depósitos sedimentarios recientes, cuya composición sedimentológica tienen comportamiento cosísmicos distintos debido a los materiales cohesivos y granulares, durante un evento sísmico como el terremoto de Pedernales del 16 de abril de 2016 (Mw 7.8). Las unidades litológicas individualizadas son denominadas por facies sedimentarias, desde más recientes, tales como: (a) arena de playa en zona supratidal y cordón litoral, (b) limo arenoso intercalando con arena limosa de llanura tidal, (c) arena con limo de planicie aluvial reciente y antiguo, (d) arcilla y arena arcillosa en menores zonas de represamiento, humedales, (e) arcillas y arcilla arenosa de laguna litoral o albúfera, (f) arena limosa de depósitos coluviales. Deslizamientos antiguos de flujos de detritos han sido

identificados en esta área de estudio. El substrato rocoso de arcillolita se encuentra cubierta por sedimentos de suelos residuales.

Un primer análisis permite identificar tres niveles de ambiente sedimentario de laguna litoral, conformado principalmente por arcillas y arenas arcillosas (ver Figura 40 y Figura 41), desde la superficie del terreno se puede localizar entre las cotas de (a) +5 m.s.n.m a -2m.d.n.m. (metros debajo del nivel de mar) con espesor de 7 metros, (b) desde cota -6 a -13 m.d.n.m., con espesor de 7 m, y (c) desde cota -26 a -33 m.d.n.m., con espesor de 7 m.

Viviendas y edificios con colapsos en sus cimentaciones, estaban asentadas en este tipo de sedimentos de arcilla y arena arcillosa, y donde la roca dura de arcillolita se encuentra a profundidad considerable en la cota -40 m debajo del nivel de mar. Otro tipo de suelo inestable es localizado en el sector sureste de Tarqui, donde los bajos relieves colinares indican un rasgo de canal fluvial y deslizamientos antiguos de sedimentos de arcilla limosa, donde algunas casas colapsaron y otros sufrieron subsidencias o hundimientos. Según el Código Ecuatoriano de la Construcción, NEC 2015, estos sedimentos pueden ser consideradas suelos inestables de tipo E y F.

Suelos granulares son identificados al norte de Tarqui, en la zona de cordón litoral y la supratidal, mientras que, en el sector oeste, próximo al río Burro, donde los sedimentos cambian de arena a arena limosa, son atribuidos a planicie aluvial. Fenómeno de paleo-licuefacción han sido identificados en este último tipo de suelo arenoso, donde estructuras sin-sedimentarias, de microfallas inversas, normales, estructuras mushroom, flame y pseudo-nódulos indican la evidencia de un fuerte terremoto acaecido en el pasado y registrado a 1.5m de profundidad.

Trincheras exploratorias (11 en total realizadas en la zona de Tarqui) a través de retroexcavadoras permitieron identificar unidades sedimentarias anómalas indicadoras de peligros geológicos acaecidos en el pasado y que afectaron considerablemente a la zona de Tarqui. El análisis estratigráfico ha permitido identificar dos eventos de paleo-tsunami y niveles de cenizas volcánicas, además de un estrato de arena con paleo-licuefacción; todos estos rasgos cosísmicos permiten establecer que el sitio de Tarqui tiene un buen registro de amenazas naturales en las secuencias sedimentarias cuaternarias del pleistoceno superior a Holoceno.

Tabla II. Tabla con la cartografía del plano geológico de Tarqui.

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDAD GEOLÓGICA	LITOLOGÍA	LEYENDA	
CENOZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENO	DEPÓSITO ALUVIAL	GRAVAS, ARENA	Da	
			DEPÓSITO COLUVIAL	GRAVAS ANGULOSAS A SUBANGULOSAS, MATRIZ ARENOSA	Co	
		PLEISTOCENO	FM. TABLAZO	CONGLOMERADO, ARENISCAS	QT	
	TERCIARIO	MIOCENO	FM. TOSAGUA: M. VILLINGOTA	LUTITA BLANCA	M2	
			FM. TOSAGUA: M. DOS BOCAS	ARCILLA, ARENISCA	O2-M2	
		OLIGOCE				
		EOCENO	FM. SAN MATEO	ARENISCAS, ARCILLAS, CONGLOMERADOS	ESm	
			FM. CERRO	MARGAS TOBÁCEAS, LUTITAS, CHERTS, ARENISCAS	EC	
	MESOZOICO	CRETÁCICO	INFERIOR	FM. PIÑON	BASALTO ANDESITA, DOLERITA, TOBA, BRECHA	KP

Fuente: Geoestudios, 2016.

Para la ciudad de Manta, el substrato rocoso son arcillolitas del Miembro Dos Bocas de la Formación Tosagua, las cuales se encuentran en algunos sitios del Barrio de Tarqui a una profundidad de 35 a 50 metros por debajo del nivel actual del mar (información obtenida por perforaciones geotécnicas realizadas por Geoestudios).

Los rasgos geomorfológicos dominantes han sido considerados en este estudio, donde se analiza la estratigrafía y potencial ambiente sedimentario del subsuelo, esto permite clasificar los tipos de

sedimentos cohesivos asociados a depósitos de lagunas litorales, así como sedimentos granulares asociados a episodios de deposición supratidal, intertidal y depósitos aluviales.

Licuefacción de suelos arenosos y arenas limosas son evidentes en el sitio, además de subsidencias como consecuencia de la deformación cíclica de las arcillas. Todos estos niveles sedimentarios son de edad Holocénica (últimos 11.784 años), donde los espesores pueden alcanzar profundidades hasta las cotas -30 a -40 m.d.n.m. (metros debajo del nivel de mar). El substrato rocoso es roca sedimentaria, arcillolitas intercaladas con niveles de areniscas, perteneciente al Miembro Dos Bocas de la formación Tosagua.

Los análisis estratigráficos, sedimentológicos y geomorfológicos integrados en este estudio han permitido comprender la evolución paleogeográfica del sitio de Tarqui, donde los avances y retrocesos de nivel de mar en los últimos 125.000 años han influenciado mucho en el tipo de deposición sedimentaria de material granular y cohesivo, este estudio proporcionaría métodos de estudios para otros sitios con similares características geológicas costeras. El plano geológico en tamaño A1 se lo puede encontrar en el Anexo C

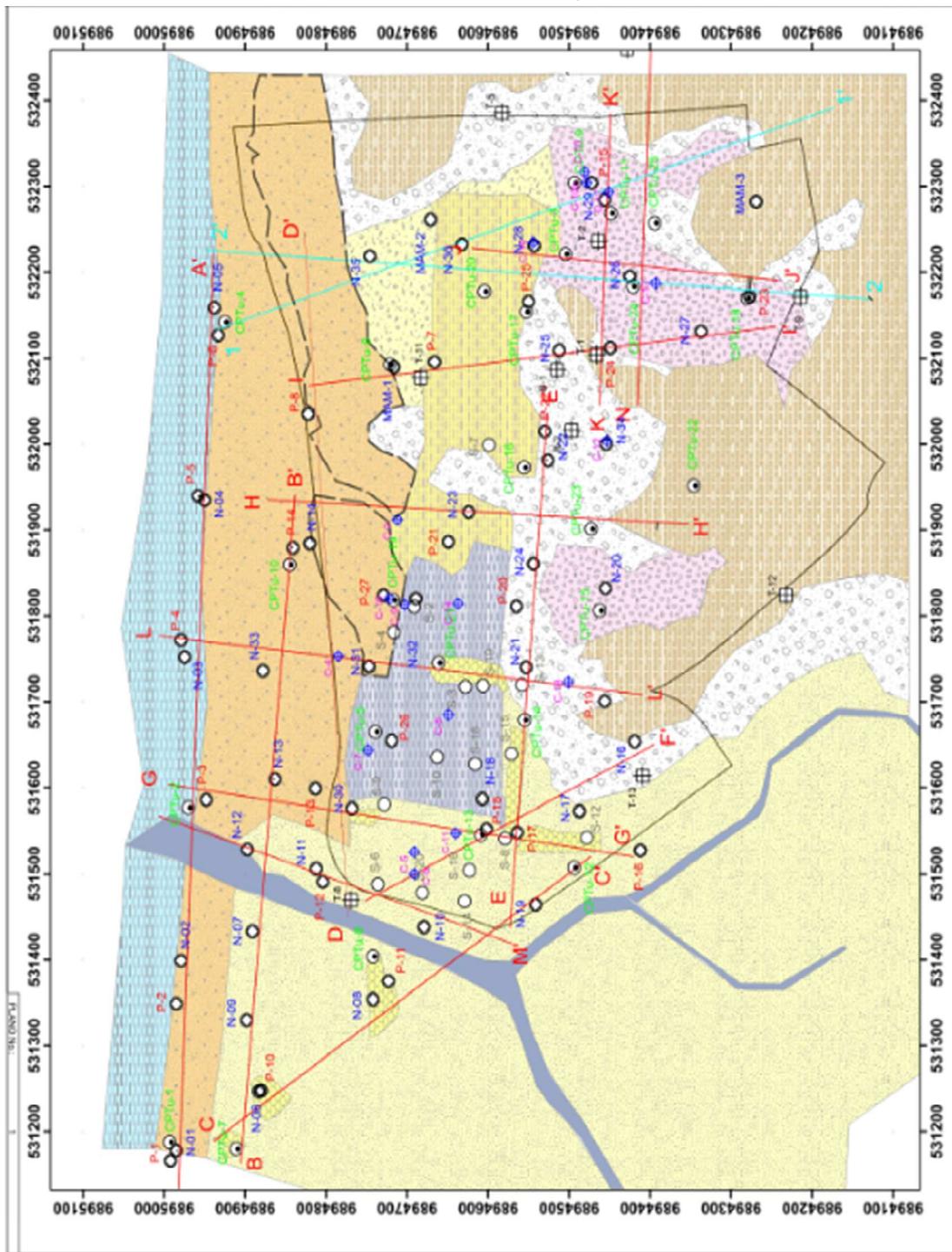


Figura 1.6 Unidades litológicas que se encuentran en el mapa 1.6-1.

Fuente: Geoestudios, 2016.

Mapa 1.6-I Mapa geológico de Tarqui, con las unidades litológicas que se encuentran en el sector.

Fuente: Geoestudios, 2016.



CAPÍTULO 2
ENSAYOS REALIZADOS Y PARÁMETROS
GEOTÉCNICOS PARA LA CARACTERIZACIÓN DEL
SUELO DE TARQUI

2. Ensayos realizados y parámetros Geotécnicos para la Caracterización del suelo.

2.1. Trabajos de Campo

2.1.1. Perforaciones mecánicas

Las perforaciones mecánicas son utilizadas para explorar los suelos de cimentación y conocer el tipo de geomateriales que se encuentran depositados a diferentes profundidades, además de sus propiedades tanto físicas, químicas y mecánicas.

Con la ayuda de la muestra tomada del ensayo se puede saber cuáles son sus parámetros mecánicos estos ensayos pueden ser en laboratorio o in situ y entender su comportamiento ante sollicitaciones externas.

Para la zona de Tarqui en Manta se han trabajado hasta la actualidad 27 perforaciones mecánicas las primeras perforaciones son hechas cerca de la playa de Tarqui. Las demás perforaciones se realizaron en la zona cero, la parte más afectada de Manta y en donde se podría ver mayor afectación de la zona. En total fueron 27 perforaciones con las que contaron para los estudios de caracterización, esto

incluye la obtención de los distintos parámetros que se puede obtener de las muestras obtenidas por las perforaciones.

Las perforaciones mecánicas ayudan a interpretar de una forma más clara la clasificación de los suelos, tanto en el aspecto de compacidad como el de rigidez.

De los ensayos SPT se obtiene muestras alteradas cada 15 cm de profundidad y se puede establecer a través de los distintos factores un análisis confiable, para conocer con que suelo se está trabajando, en otras palabras, se determina si el suelo necesita mejoramiento, estabilización o algún tipo de técnica de aumento de la densidad o si caso contrario no necesita de alguna técnica y es totalmente favorable para las obras civiles.

Tanto para la determinación del potencial de licuefacción de suelos así como los ensayos mecánicos nos permite determinar el potencial de licuefacción de suelos con su respectivo factor de seguridad (FS). De los ensayos se obtienen valores de otras propiedades que a través de correlaciones nos servirán para el ingreso de los valores en el programa de respuesta de sitio utilizado en el presente trabajo para calcular las curvas de amortiguamiento y de

esfuerzo cortante máximo y así poder utilizar las metodologías propuestas por MenQ y por Darendeli (2014) que se proponen en el capítulo 4.

A continuación, se describirá cada una de las perforaciones en función de su ubicación y profundidad en la Tabla IV

Tabla III Contenido de las perforaciones que se realizaron en el campo.

Perforación	Coordenadas		Profundidad (m)	Cota (m)
	Este (m)	Norte (m)		
P-01	531166	9894992	6.00	4.00
P-02	531349	9894985	7.40	2.57
P-03	531586	9894948	8.10	3.34
P-04	531772	9894979	8.22	3.33
P-05	531940	9894958	11.07	3.68
P-06	532127	9894932	9.55	3.50
P-07	532096	9894666	20.05	6.00
P-08	532035	9894822	18.40	5.31
P-09	---	---	---	---
P-10	531248	9894880	20.45	5.50
P-11	531382	9894709	18.20	6.50
P-12	531491	9894804	18.41	5.00
P-13	531599	9894813	17.77	4.50
P-14	531879	9894841	18.20	4.00
P-15	532304	9894472	20.30	7.00
P-16	531527	9894412	17.90	5.00
P-17	531548	9894564	20.15	5.50
P-18	531552	9894602	30.10	5.00
P-19	531701	9894456	20.00	11.58
P-20	531811	9894565	20.75	7.00
P-21	531886	9894649	26.90	5.90
P-22	532015	9894530	19.95	6.02
P-23	532172	9894277	15.20	9.05
P-24	532112	9894449	70.06	13.50
P-25	532166	9894550	18.10	5.86

P-26	531651	9894718	20.00	5.00
P-27	531820	9894727	20.00	7.77
P-28	532216	9894506	20.25	7.50

Fuente: Geoestudios, 2016.

Las demás perforaciones fueron ejecutadas sobre la superficie terrestre a distintas cotas y el muestreo de suelo, cuando fue mecánicamente posible, fue tomado de forma continua.

Las muestras obtenidas fueron tomadas a diferentes profundidades. Durante la ejecución de los sondeos y operaciones de muestreo, el personal de campo mantenía un registro de las actividades realizadas in situ; anotando la descripción visual del suelo para las muestras.

Se dio por finalizada la perforación con metodología a percusión cuando se presentaba uno de los siguientes tres casos:

- a. Cuando se alcanzaba la profundidad proyectada para el sondeo
- b. En el caso de obtener 50 golpes en los primeros 15 cm de penetración de la cuchara, o

- c. Cuando se presentaban 100 golpes en los últimos 30 cm de penetración de la cuchara, entendiéndose esto como rechazo.

El número de golpes fue registrado en cada tramo de los sondeos ejecutados.

Previo a los trabajos mencionados, el mismo martillo de seguridad fue calibrado mediante un sistema de varillas instrumentadas (Vera Grunauer, et al. 2005). El sistema incluía dos acelerómetros piezo resistentes diametralmente opuestos, sobre un bloque de acero, soldados a la barra y dos medidores de deformación (Strain Gages), los cuales consistían en un puente tipo Wheastone de 350 Ohm adherido en una barra de 60 cm de longitud tipo AWJ, estos instrumentos fueron conectados en un analizador de señales, SPT AnalyzerTM (Pile Dynamics Inc.2000) el cual es similar al analizador de pilotes, Pile Driving Analyzer (PDA-PAL) pero adaptado para medir la energía en pruebas SPT.

Los resultados de esta calibración obtenidos con el martillo de seguridad tuvieron una eficiencia de energía (ER) de 68% a 73% y una eficiencia de martillo CE ($CE=ER/60$) de 1.13 a 1.22

Las muestras fueron obtenidas para caracterizar de manera preliminar las condiciones del subsuelo y consecuentemente realizar los ensayos en el laboratorio. Luego de que el muestreador es retirado del sondeo, las muestras son observadas, registradas, etiquetadas y selladas herméticamente en frascos y protegidas con fundas plásticas, para su posterior análisis en el laboratorio.

Se realizó una clasificación visual preliminar de suelos en el campo, de acuerdo con la norma ASTM D 2487 (Sistema de Clasificación de Suelos Unificada).

La clasificación de las muestras de suelo fue verificada por una inspección posterior en el laboratorio y por los resultados de los ensayos. En el Anexo D se presenta el registro final de perforación, desarrollada a partir de los resultados de laboratorio, mostrando así los datos de campo y laboratorio en un solo archivo, para su posterior análisis y obtención de parámetros de diseño. Los resultados de los ensayos ejecutados se presentan en el Anexo D. En la figura 2.1 se presenta el equipo empleado durante la ejecución del sondeo.

Con la exploración geotécnica y de geofísica a lo largo de la extensión del proyecto de análisis de respuesta de sitio para la parroquia Tarqui se ha caracterizado el suelo de cimentación de las diferentes áreas de estudio y para distintas estructuras, organizando la parametrización del mismo acorde al índice del presente informe.



Figura 2.1 Perforaciones mecánicas realizadas en el campo
Fuente: Equipo de campo de Geoestudios, 2016.

2.1.1.1. Perforaciones mecánicas existentes

Se pudieron conseguir ensayos SPT que se realizaron antes del terremoto del 16 de abril del 2016 con el fin de recopilar

información histórica del sector de tarqui, a través de la empresa privada consultoría Suelos y Cimentaciones del ing. Javier Moreira la cual cedió a geoestudios los resultados de los ensayos realizados en la exploración geotecnia. Estos ensayos se ubicaron en la parroquia Tarqui y se utilizaron para determinar la clasificación de los suelos complementando con la información que se obtuvo con los ensayos realizados post-terremoto.

Los registros de los ensayos del ingeniero Moreira eran de distintos lugares, sólo se utilizaron los ensayos que se ubicaron en la parroquia Tarqui, y los cuales son 16 registros de perforaciones mecánicas. Tales perforaciones no son de gran profundidad, ya que se realizaron para los suelos de cimentaciones de las casas a construirse en el mismo lugar del ensayo, por consiguiente, las profundidades promedio de los ensayos tiende a estar entre 4 a 8 metros.

La información otorgada por los ensayos son el número de golpes (N), el tipo de suelo con su clasificación SUCS la cual ya hemos estudiado en el transcurso de la carrera de ingeniería civil, indicándonos si el suelo es bien o mal graduados, también nos proporciona los límites de líquidos,

plásticos y por supuesto también proporciona el porcentaje de finos.

Tabla IV. Ensayos realizados por la empresa del Ingeniero Moreira cedidos a Geoestudios.

Nomenclatura	Prof. Perforación (m)
S-02	6,75
S-03	6,62
S-04	7,00
S-05	-
S-06	3,82
S-07	6,00
S-08	5,00
S-09	4,50
S-10	5,00
S-11	-
S-12	5,50
S-13	7,50
S-14	4,00
S-15	7,00
S-16	4,43
S-17	-
S-18	5,81
S-19	7,50
S-20	4,50

Fuente: Geoestudios, 2016.

2.1.2. Ensayo CPTu

La prueba de CPTu fue ejecutada en cumplimiento con la norma ASTM D5778 (2007). El cono avanza a una velocidad de 2.0 cm/s registrando de manera digital y continuamente cada 10 mm tres lecturas independientes como la resistencia de la punta de cono (q_c), la fricción lateral (f_s) y la presión

intersticial dinámica (u_2). Durante el CPTu, se estima el nivel freático al detener el avance de la punta de cono en un estrato arenoso permitiendo que el cono haga de piezómetro y así calcular la presión hidrostática. Posteriormente, se pueden interpretar los datos recolectados para estimar propiedades, realizar análisis de licuación, obtener perfil de capacidad de pilote (Q) vs profundidad (z), estimar capacidad portante de cimentaciones superficiales (q_{ult}), calcular permeabilidad de suelos (kh), o realizar control de calidad en un tratamiento de mejora de terreno.

En el Anexo E se puede encontrar los resultados de los ensayos de campo CPT.

Para los ensayos CPTu se utilizó un penetrómetro de compresión electrónico con punta de cono. Este tiene 10 cm² y 150 cm² de área de punta y de fricción, respectivamente, mientras que está diseñado con una razón de área de punta $a_n = 0.58$ (para más información sobre esta propiedad referirse a la norma). El cono contiene deformímetros calibrados e independientes para obtener las lecturas de resistencia de punta y fricción lateral. Al inicio del ensayo, el cono fue saturado con aceite de silicona y un filtro poroso de

bronce que se encuentra inmediatamente detrás de la punta (posición u2).

El cono fue avanzado con el equipo de empuje Pagani TG-63 de 15 toneladas de capacidad a una velocidad de 2.0 cm/s. Este fue anclado a las capas superficiales del terreno con varas helicoidales para alcanzar la capacidad de reacción necesaria. Posteriormente, se tomaron las mediciones del CPTu cada 10 mm y fueron receptadas por el sistema de adquisición de datos TGAS07-B. Este es un sistema de pantalla táctil que grafica en tiempo real las mediciones del ensayo.

La Resistencia de cono q_c se calcula dividiendo la fuerza que actúa sobre el cono Q_c , para el área proyectada del cono A_c .

$$q_c = Q_c / A_c$$

Esta resistencia del cono debe ser corregida por los efectos de la presión de poros mediante la siguiente ecuación obteniendo la resistencia del cono corregida q_t .

$$q_t = q_c + u_2 (1-a)$$

dónde: a es la relación de área neta determinada mediante la calibración en laboratorio con un valor típico entre 0.70 y 0.85; u_2 es la presión de agua en la base del manguito.

El coeficiente de fricción (R_f) es la fricción de la funda cilíndrica (f_s) expresada como un porcentaje de la resistencia de cono (q_c), ambos medidos a la misma profundidad.

$$R_f = (f_s/q_c) \times 100\%$$

Tabla V. Ensayos de CPT con sus respectivas coordenadas y profundidades.

Perforación	Coordenadas		Profundidad	Cota (m)
	Este (m)	Norte (m)		
CPT-01	531188.00	9894993.00	6.58	4.25
CPT-02	531577.00	9894970.00	9.69	3.50
CPT-03	532222.00	9894501.94	12.38	7.50
CPT-04	532142.00	9894925.00	8.14	3.65
CPT-05	531664.81	9894738.18	8.57	4.68
CPT-06	532092.10	9894717.88	10.41	8.00
CPT-07	531180.00	9894911.00	2.95	4.86
CPT-08	531404.00	9894742.00	4.06	6.00
CPT-09	532304.15	9894493.19	11.63	6.59
CPT-10	531860.00	9894845.00	9.19	4.00
CPT-11	532268.54	9894448.42	18.50	7.00
CPT-12	531507.29	9894493.81	7.00	4.61
CPT-13	531545.00	9894611.00	9.06	4.73
CPT-14	531678.99	9894554.99	13.48	7.50
CPT-15	531806.00	9894462.00	11.80	8.00
CPT-16	531972.48	9894555.56	9.21	6.28
CPT-17	532154.00	9894553.00	13.48	6.13
CPT-18	532168.89	9894280.11	8.22	9.50
CPT-19	531818.07	9894716.83	9.63	7.50
CPT-20	532177.65	9894604.50	17.53	6.50
CPT-21	531745.19	9894661.24	10.05	6.75
CPT-22	531951.99	9894345.99	6.96	18.35
CPT-23	531901.05	9894472.66	10.10	10.00
CPT-24	532183.22	9894418.81	18.22	7.61

CPT-25	532257.44	9894394.26	18.24	8.47
--------	-----------	------------	-------	------

Fuente: Geoestudios, 2016.

2.2. Mediciones Geofísicas

2.2.1. Medición del periodo elástico del suelo - NAKAMURA.

Se realizarán mediciones de periodo elástico mediante la técnica de microtremores, utilizando un sensor triaxial que mida las tres componentes ortogonales del movimiento. El objetivo de estas mediciones es la de evaluar las características de vibración de la formación rocosa en el área de estudio, para obtener en conjunto con las velocidades de las ondas de corte un modelo dinámico elástico del subsuelo.

Para los análisis espectrales se utilizará la técnica de Nakamura. Nakamura (1989) supone que solamente la componente horizontal de los microtremores está influenciada por el subsuelo y las características espectrales de la fuente de movimiento se mantienen en la componente vertical. La amplificación del movimiento del suelo debido a los efectos de sitio se expresa aquí como la relación espectral (SR) entre las componentes horizontales del movimiento sísmico superficial (HS) y la componente

horizontal del movimiento sísmico en la base, como resultado del análisis espectral se obtiene el valor de mayor amplificación y la frecuencia predominante de vibración. Como resultado, el inverso de la frecuencia corresponde al periodo elástico predominante de vibración del subsuelo.

2.2.2. Ensayos MASW, MAM

En conjunto con las mediciones de los periodos elásticos de vibración, mediante la técnica de Nakamura, se realizarán mediciones de velocidades de ondas de corte en el subsuelo para obtener un modelo dinámico coherente.

Por su parte el método MASW, utiliza la dispersión de las ondas Rayleigh, que solamente toma dos tercios del total de la energía sísmica generada por el impacto de una fuente sobre la superficie, lo que indica una facilidad relativa de la medición en campo y de la adquisición de datos, por lo que se le considera muy útil. Para obtener todo el rango de frecuencias de las ondas de superficie, Rayleigh, se adicionan los ensayos obtenidos con el método activo (MASW) y pasivo (REMI).

La técnica del SPAC o técnica de correlación espacial es una técnica más reciente que en base a fundamentos muy

similares permite la reinterpretación de los registros capturados durante los ensayos de dispersión de ondas superficiales y se establecen las velocidades de propagación de ondas de las unidades estratigráficas que componen al depósito de suelo.

La combinación de las técnicas pasiva (MAM) y activa (MASW) para el análisis de ondas superficiales ayuda en el análisis de una amplia gama de frecuencia y profundidad. La técnica pasiva (MAM) alcanza mayor profundidad al emplear las ondas de baja frecuencia generadas, por lo tanto, una dispersión procesada pero carece de información a menores profundidades. Esta deficiencia puede ser eliminada por el uso de MASW activa que emplea una onda de alta frecuencia de menor profundidad de penetración y proporciona información acerca de los estratos de menor profundidad.

El objetivo de los tres (3) métodos es obtener en el área de investigación, un análisis espectral de las ondas superficiales de baja frecuencia del tipo Rayleigh, incluidas en el ruido sísmico ambiental (MAM) o artificialmente por medio de una fuente de impacto (MASW), y a partir de éstas con la

aplicación de un software incluido en el módulo del SeisImager mediante un proceso de inversión obtener la velocidad de las ondas de cortes Vs.

Con la obtención de los perfiles de Vs se estimará el módulo de rigidez al corte de los geomateriales, los cuales son parámetros dinámicos de entrada fundamentales para los análisis de respuesta dinámica de sitio.

Tabla VI. Ubicación de los ensayos geofísicos.

Perforación	Coordenadas		Cota (m)
	Este (m)	Norte (m)	
N-01	531178.00	9894985.00	4.25
N-02	531399.00	9894979.00	3.25
N-03	531752.00	9894974.74	3.50
N-04	531935.00	9894950.00	4.27
N-05	532159.00	9894938.00	3.50
N-06	531246.74	9894884.05	5.50
N-07	531433.00	9894891.00	7.50
N-08	531354.00	9894742.00	6.50
N-09	531330.00	9894898.00	6.56
N-10	531438.00	9894679.00	5.00
N-11	531506.00	9894812.00	5.22
N-12	531528.00	9894897.00	6.43
N-13	531610.00	9894863.00	4.75
N-14	531884.00	9894820.00	4.50
N-15	531979.00	9894872.00	4.00
N-16	531654.00	9894419.00	9.08
N-17	531573.73	9894487.00	7.25
N-18	531587.00	9894607.00	5.50
N-19	531464.00	9894541.19	4.00
N-20	531832.00	9894454.98	7.50
N-21	531740.00	9894553.00	7.28
N-22	531981.00	9894526.00	6.08

N-23	531921.00	9894624.00	5.50
N-24	531861.00	9894544.00	7.00
N-25	532109.00	9894512.00	9.28
N-26	532195.00	9894425.00	7.79
N-27	532131.00	9894337.00	13.49
N-28	532231.00	9894543.00	6.50
N-29	532284.00	9894456.00	7.00
N-30	531576.00	9894768.00	5.43
N-31	531741.00	9894747.00	6.00
N-32	531820.00	9894689.00	6.56
N-33	531736.00	9894878.00	5.11
N-34	532000.00	9894454.00	8.48
N-35	532218.80	9894746.00	6.63
N-36	532232.70	9894632.00	6.50

Fuente: Geoestudios, 2016.

Tabla VII. Ensayos realizados MAM con sus respectivas ubicaciones

Perforación	Coordenadas		Cota (m)
	Este (m)	Norte (m)	
MAM-01	532090	9894716	8.15
MAM-02	532261	9894671	6.53
MAM-03	532282	9894269	16.50

Fuente: Geoestudios, 2016.



Figura 2.2 Mapa de Tarqui con los ensayos que se realizaron.
Fuente: Geoestudios, 2016.

2.2.3. Medición del periodo elástico de las estructuras.

Con la finalidad de determinar la frecuencia y el periodo elástico de la estructura, se realizará el ensayo en mención, utilizando un sensor triaxial que permita determinar el movimiento de una estructura en dos componentes horizontales y una vertical, la evaluación se realizará a 4 estructuras, que serán seleccionadas al momento de realizar la topografía de detalle.

2.3. Ensayos de laboratorio.

2.3.1. Granulometría

El ensayo de granulometría se realizó en todas las muestras alteradas obtenidas con la cuchara partida. El ensayo de granulometría (ASTM D422-66) se realiza para determinar cuantitativamente la curva de distribución de partículas de suelo. Las muestras son analizadas mediante el proceso de tamizado el cual consiste en pasar una muestra de suelo seca por una serie de tamices de mallas de diferentes diámetros que van desde la malla 3" (75 mm.) hasta la malla N°200 (0.075 mm.) y llega a un tamiz fondo donde quedan las partículas que pasan el tamiz N°200. Todas las partículas retenidas en los diferentes tamices son pesadas, información con la cual se elabora la curva de distribución granulométrica.

La Tabla VIII mostrada a continuación, presenta la clasificación de partículas en base al tamaño. Para partículas menores a 0.075 mm se determina por el ensayo de Hidrómetro.

Tabla VIII. Tamaño de las partículas.

Geo material	Tamiz pasante	Tamiz retiene
Grava	3" (75 mm.)	N°4 (4.75 mm.)
Arena Gruesa	N°4 (4.75 mm.)	N°10 (2.00 mm.)
Arena Media	N°10 (2.00 mm.)	N°40 (0.425 mm.)
Arena Fina	N°40 (0.425 mm.)	N°200 (0.075 mm.)
Finos (arcillas o limos)	N°200 (0.075 mm.)	-

Fuente: Terzaghi (s.f.), 1995.

2.3.2. Determinación del contenido de humedad natural (W_n).

El ensayo (ASTM D2216) permite conocer el porcentaje de agua que contiene una muestra de suelo en estado natural. Este ensayo consiste en tomar una porción de la muestra de suelo, colocarla en un recipiente y pesarla (w_h), someterla a secado al horno a una temperatura de 110° +/- 5° durante aproximadamente 16 h. Después de secada la muestra se pesa (w_s). El porcentaje de agua se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\%w = (w_h - w_s) / (w_s - r)$$

Donde r es la masa del recipiente.

El ensayo de humedad natural tiene gran importancia ya que nos permite identificar el estado de los materiales finos. El comportamiento de los materiales finos cambia en base a la

humedad. Esta humedad natural se puede comparar con los límites líquidos y plásticos para establecer la consistencia con la que se encuentra el estrato.

2.3.3. Estimación de la densidad relativa.

Como parte de las caracterizaciones también se ha incluido la densidad relativa, ésta es una propiedad índice de los suelos y es una manera de indicar el grado de compacidad (compactación) de un suelo. Se puede emplear tanto para suelos en estado natural como para rellenos compactados artificialmente. Los resultados de los ensayos SPT han sido analizados con la metodología propuesta por Idriss y Boulanger (2003) que permite correlacionar la densidad relativa (D_r) con el número de golpes ($N_{1,60}$), a través de la siguiente expresión:

$$D_r(\%) = 100 * \sqrt{\frac{N_{1,60}}{60}}$$

El $N_{1,60}$ corresponde al número de golpes corregido para el confinamiento.

También se ha obtenido los valores de ángulo de fricción pico (Φ) a partir de los valores de densidad relativa y esfuerzo de consolidación o confinante efectivo según

Andersen y Schjetne (2012). A los valores de Φ obtenidos de la Figura 2.3; Se los ha reducido en 2 grados debido al contenido de finos.

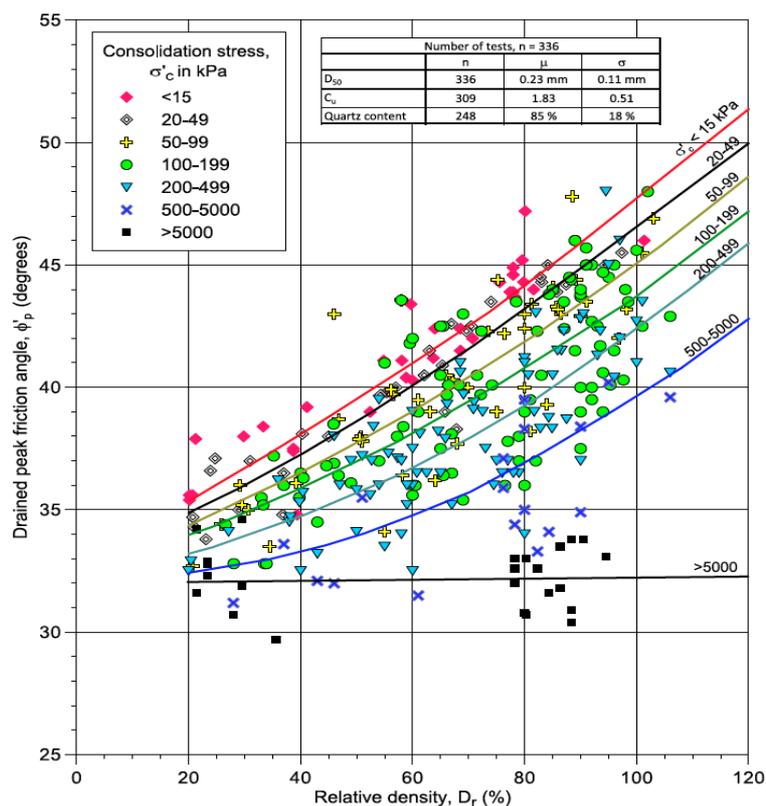


Figura 2.3 Ángulo de fricción drenado pico Φ'_p , como función de la densidad relativa D_r , y del esfuerzo confinante efectivo σ'_c .

Fuente: Andersen y Schjetne, 2012.

2.4. Parámetros geotécnicos.

Los parámetros geotécnicos son obtenidos de los ensayos de campo y laboratorio, estos ensayos ya explicados en el capítulo 2. Estos parámetros servirán para determinar comportamientos de los

estratos de suelo y poder realizar cálculos de cimentaciones y modelos geotécnicos en las hojas de cálculo o en los programas. La

Tabla

a IX,

NOMBRE	SIMBOLOGÍA	UNIDAD
Contenido de finos- Pasante Tamiz #200	CF-Tamiz #200	%
Humedad natural	w	%
Límite Líquido	LI	%
Límite Plástico	Lp	%
Límite de Contracción	Lc	%
Índice Plástico	IP	-
Índice de Liquidez	IL	-
Índice de Consistencia	Ic	-
Relación entre contenido de Humedad natural y límite líquido	w/LL	-
Actividad relativa	Ra	-
Número de golpes corregido por energía	N60	GOLPES

Fuente: Geoestudios, 2016.

Tabla X, Tabla XI muestra los parámetros más comunes usados en los proyectos. Cada tabla enlista los parámetros que son graficados en sigmaplot y presentados de acuerdo a los tipos de geomateriales analizados.

Tabla IX . Parámetros, clasificación suelos finos.

NOMBRE	SIMBOLOGÍA	UNIDAD
Contenido de finos- Pasante Tamiz #200	CF- Tamiz #200	%
Humedad natural	w	%
Límite Líquido	LI	%
Límite Plástico	Lp	%
Límite de Contracción	Lc	%
Índice Plástico	IP	-
Índice de Liquidez	IL	-
Índice de Consistencia	Ic	-
Relación entre contenido de Humedad natural y límite líquido	w/LL	-
Actividad relativa	Ra	-
Número de golpes corregido por energía	N ₆₀	GOLPES

Fuente: Geoestudios, 2016.

Tabla X. Parámetros, clasificación suelos granulares.

NOMBRE	SIMBOLOGÍA	UNIDAD
Contenido de finos- Pasante Tamiz #200	CF- Tamiz #200	%
Ángulo de fricción de las arenas	ϕ	°
Densidad relativa	Dr	%
Número de golpes corregido por confinamiento	N _{1,60}	GOLPES
Número de golpes corregido por energía	N ₆₀	GOLPES

Fuente: Geoestudios, 2016.

Tabla XI. Parámetros, caracterización.

NOMBRE	SIMBOLOGÍA	UNIDAD
Esfuerzo cortante no drenado	Su	KPa
Contenido de finos- Pasante Tamiz #200	CF- Tamiz #200	%
Razón de sobreconsolidación	OCR	-
Índice de compresión modificado	CR	-
Índice de recompresión modificado	RR	-

Fuente: Geoestudios, 2016.

Estos parámetros pueden ser obtenidos mediante ensayos de laboratorio o mediante correlaciones o estimaciones. Las hojas de caracterización tienen precargadas estas ecuaciones para optimizar los tiempos de cálculo. En el informe base se incluyen las gráficas y correlaciones de los parámetros más comunes.

CAPÍTULO 3

CARACTERIZACIÓN DEL SUELO DE TARQUI

3. Caracterización del Suelo de Tarqui

En el capítulo 2 se establecieron los distintos parámetros que se van a utilizar en este capítulo para la caracterización del suelo de Tarqui.

Como se muestra en el siguiente plano, la zona de Tarqui es dividida por perfiles estratigráficos y por zonas de estudio, Esto se hizo debido a que se necesita considerar las áreas donde la topografía indica la acumulación de sedimentos, pasando por los terrenos ondulados. En la parte oeste de Tarqui se puede apreciar que hay un desfogue del río conocido como río Burro. Este río anteriormente tenía un cauce mayor, y debido a la disminución de las lluvias el cauce a disminuido y se han poblado esas zonas donde antes pasaba el río. Eso se va a hablar más adelante cuando se vaya explicando la caracterización de cada uno de los perfiles que se encontraron en Tarqui.

Los valores de los factores que se obtienen del ensayo SPT tiene rangos analizados a lo largo de los años a partir de experimentaciones, los que nos dan tablas ya establecidas de los rangos que puede estar una arena con sus características más importantes tales como la densidad relativa, el ángulo de fricción, el número de golpes. Estas tablas establecen, según los factores indicados, la densidad de la arena:

Tabla XII. Tabla con los rangos de rigidez de las arenas según los distintos parámetros.

Descripción	Densidad Relativa	SPT - N (número de golpes cada 30cm)		Resistencia
		Valor sin corregir	Valor corregido	Ángulo de Fricción
Muy suelta	<15%	N<4	(No)60 <3	$\phi < 28$
Suelta	15-35%	N=4-10	(No)60=3-8	$\phi = 28-30$
Medianamente densa	35-65%	N=10-30	(No)60=8-25	$\phi = 30-40$
Densa	65-85%	N=30-50	(No)60=25-42	$\phi = 40-45$
Muy densa	>85	N>50	(No)60>42	$\phi = 45-50$
	100%		(No)60=60	$\phi = 50$

Fuente: Look, 2007.

Resistencia de las arcillas según los registros dados por el SPT:

Tabla XIII. La siguiente tabla muestra los valores de rigidez de las arcillas.

Material	Descripción	SPT-N (número de golpes cada 30cm)	Fuerza (Kpa)
Arcilla	Muy suave	<2	0-12
	Suave	02-05	12-25
	Firme	05-10	25-50
	Rígida	10-20	50-100
	Muy rígida	20-40	100-200
	Dura	>40	>200

Fuente: Look, 2007.

3.1. Unidades Sismológicas de la Parroquia Tarqui, Manta.

Debido a las variaciones que existen en el terreno de la conformación de los sedimentos que hemos encontrado alrededor del área que comprende Tarqui, se ha decidido dividirlo por zonas de estudio, cada zona de estudio tiene sus características y diferencias, algunas pueden estar en zonas altas como en un cerro

y otras pueden estar en lagunas de sedimentos formados alrededor
de los años.



Mapa 3.1-I Mapa con las unidades sismológicas del barrio Tarqui

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

3.1.1. Unidad Sismológica 1

Esta zona se sitúa entre los perfiles C y B, al lado izquierdo del Río Burro hasta llegar al redondel que se encuentra debajo del paso a desnivel de la Av. 4 de noviembre. Se va a estudiar la primera parte del perfil C y la del perfil B, debido que estos son los que pasan por la zona de estudio.

El perfil C comprende desde la abscisa 0+000 a la abscisa 0+570, de los cuales se va a tratar en esta zona hasta la abscisa 0+310, se encuentra en la parte noroeste de Tarqui y termina en la parte sur pasando por el río Burro, y por el paleo-canal que es un depósito de arenas que han sido transportadas, conocidas como arenas pluviales. Debido que el Río Burro era un canal erosivo en épocas pasadas cambiando su forma en los últimos años pasando a ser un canal de sedimentación. Esto se puede demostrar en el gráfico, por su gran espesor de arenas pluviales. A lo largo de este perfil se encuentran las perforaciones P-10, P-11, también se encuentran otros ensayos como el cptu-07, cptu-08, cptu-12 y también contamos con los ensayos geofísicos N-06, N-08, N-10, N-19 que nos aportan los valores de Velocidad de onda cortante.

La resistencia de los suelos estará definida por el número de golpes obtenido de las perforaciones mecánicas, y la resistencia por punta (q_t) que se obtiene a través del c_{ptu} , los ensayos geofísicos aportaran con los V_s , los que sirven de referencia para parametrizar el suelo y clasificarlo según el valor de V_s que se obtenga. Estos rangos de V_s para las distintas clases de suelos se los puede encontrar en la norma ecuatoriana de la construcción.

Al principio del perfil C, superficialmente se presenta una capa de arcilla de un espesor de alrededor de 2 metros como se muestra en el Anexo E, este estrato con un número de golpes corregidos por energía del ensayo SPT (N_{60}) de 13 golpes con valores de finos de 35%, con índice plástico de 15, límite líquido de 32, límite plástico de 17, y un porcentaje de humedad de 21%, esto nos da a entender que es una muestra blanda con 14% de presencia de grava. Estas zonas se conocen como un antiguo humedal, debido a que hay material orgánico y arcilla por lo que antiguamente estaba lleno de agua, y también tenía vegetación por consiguiente se encuentra material orgánico y también predomina la

arcilla. El siguiente estrato es de arenas, empieza desde la cota 4.57 hasta la cota 1, con características dadas por el ensayo P-10, que nos da el número de golpes promedio de 8 (N60), con porcentaje de humedad de 22% y una cantidad de finos en porcentaje de 18%, la clasificación SUCS de este estrato es arena limosa (SM), en el CPTu nos da una resistencia por punta menor a 5 Mpa, con lo que se corrobora que es una arcilla, ya que cuando la resistencia por punta del CPTu es menor a 5 Mpa se dice que el material es fino, y que puede ser arcilla o limo, cuando la resistencia por punta es mayor a 5Mpa, se dice que es un material granular que puede ser arena y puede llegar a ser grava con un valor más alto si se encuentra más rígido el material, este comportamiento es los primeros 3.5 metros de profundidad al principio del perfil C.

Luego se encuentra un material más denso pero que tiene poco espesor, este material se encuentra a una profundidad de 3.5 a 4.5 metros, en este estrato se obtiene un número de golpes corregidos por energía (N60) de 26, y una resistencia por punta de 35 Mpa. Luego se puede apreciar un estrato con arcillas de color gris verdoso de clasificación CH, y con porcentaje de finos 85%, y un contenido de humedad de un

58% parámetros que se obtiene del log de campo (que es la data que se procesa del ensayo SPT).

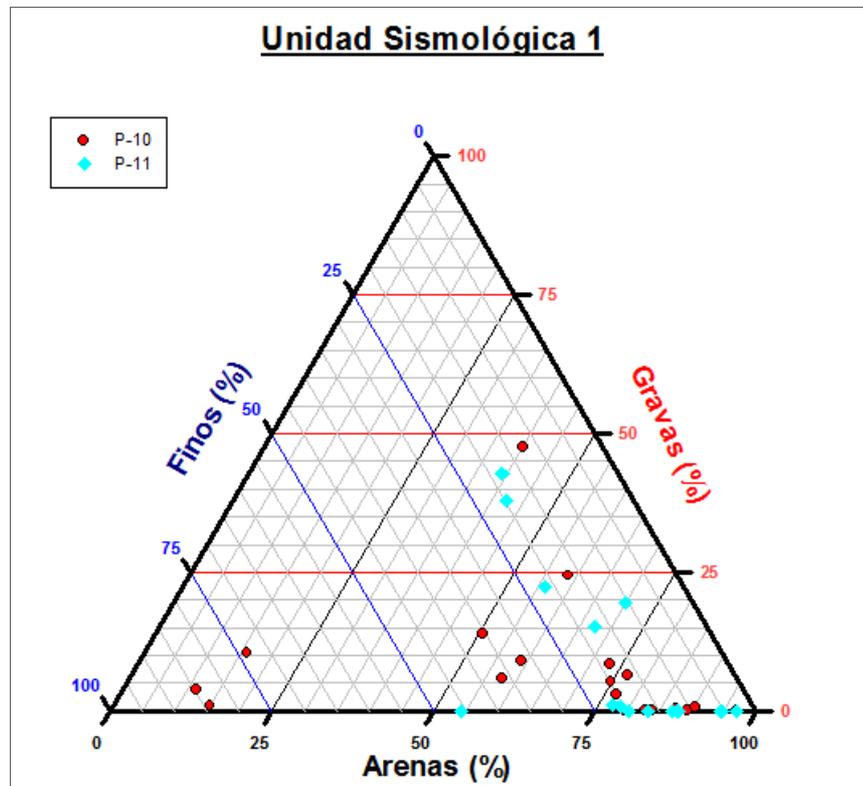
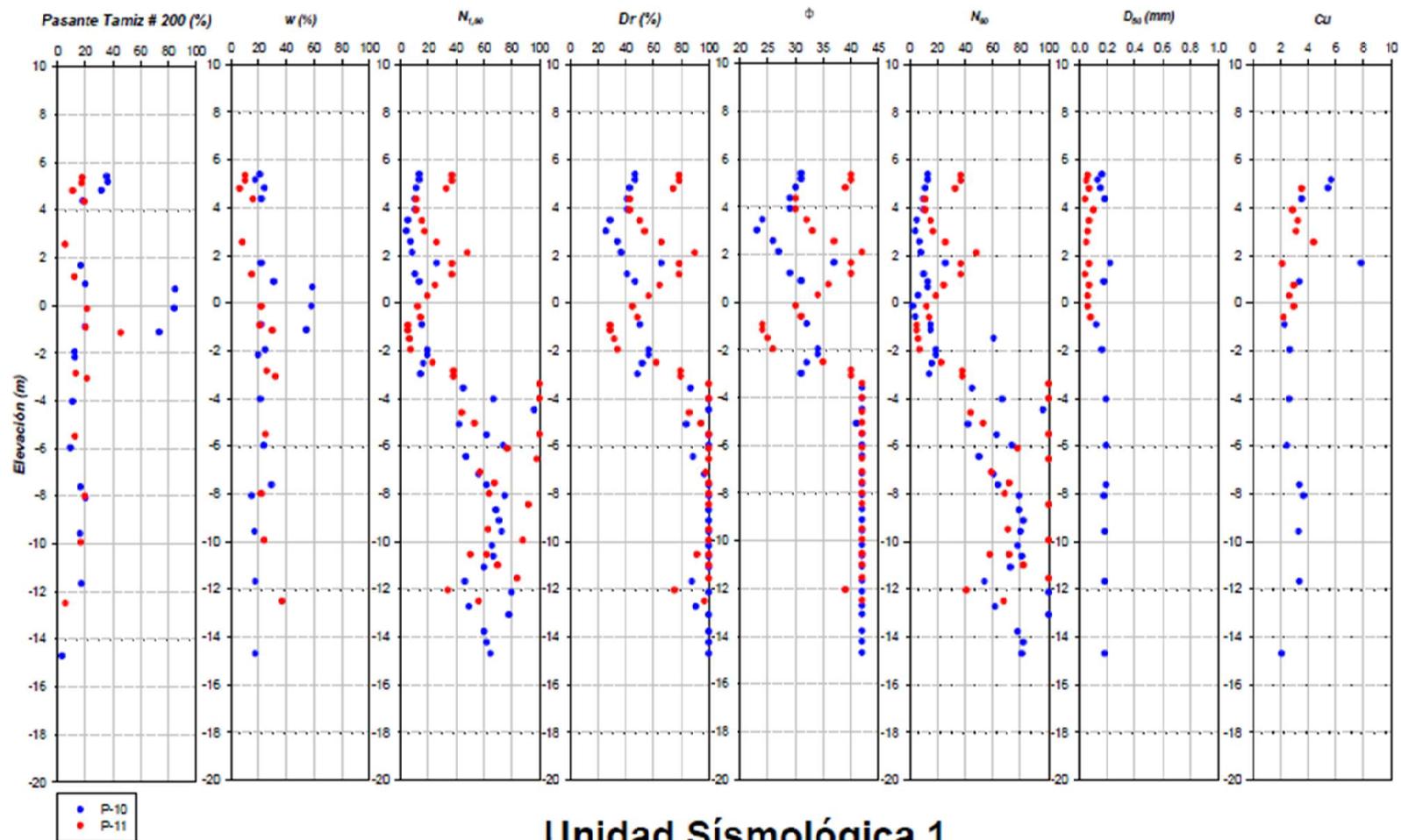


Figura 3.1 Clasificación de la textura del suelo de la unidad sismológica 1.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.



Unidad Sísmológica 1

Caracterización de Arenas

Figura 3.2 Caracterización dada por las perforaciones encontradas en la unidad N-09.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

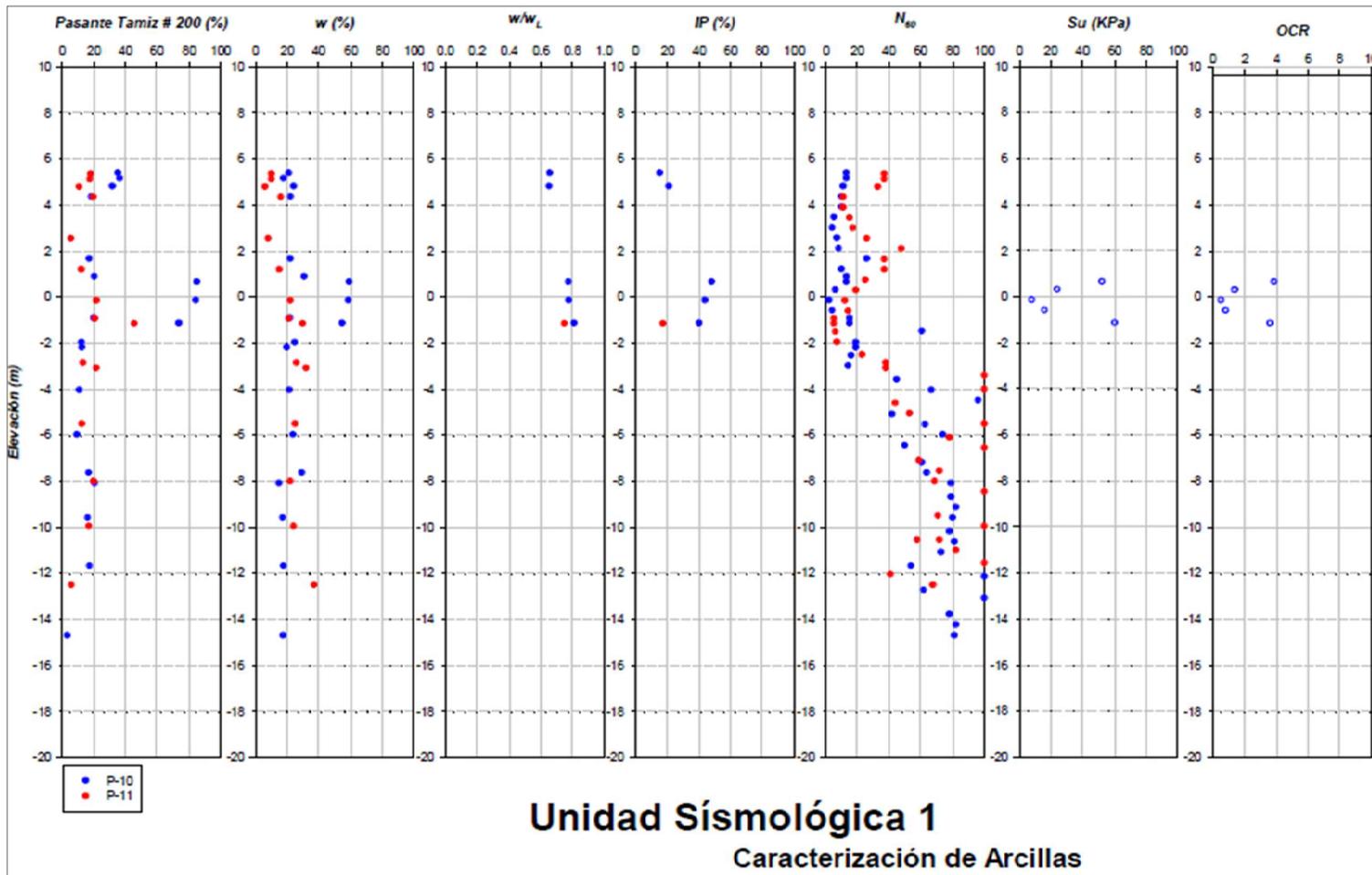


Figura 3.3 Caracterización de los suelos finos que se encuentran en la unidad N-09.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

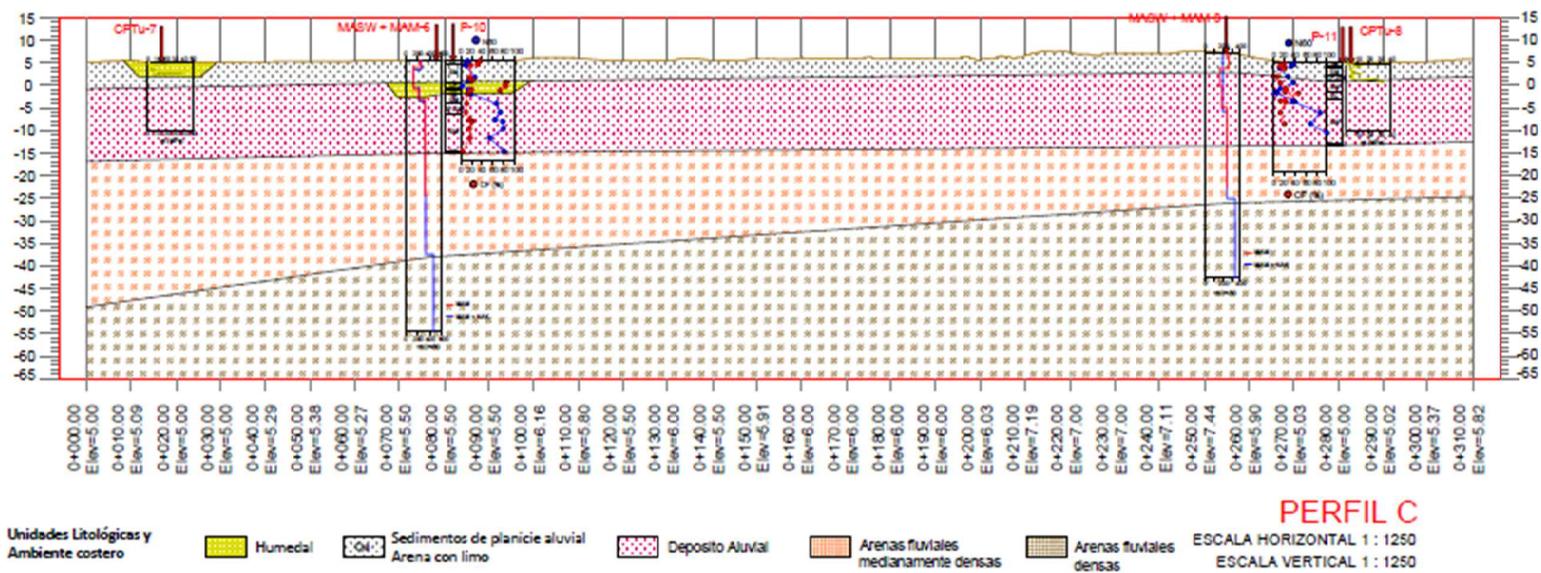


Figura 3.4 Caracterización del perfil C. Se presenta las unidades litológicas del perfil C.
Fuente: Geostudios, 2016.

3.1.2. Unidad Sismológica 2

Esta unidad se encuentra en el norte del barrio Tarqui cerca de la playa del mismo nombre, contiene los ensayos realizados por la empresa Geoestudios tales como SPT, CPT, Nakamura, MAM y MASW que son ensayos geotécnicos y geofísicos, estos últimos sirven para determinar la velocidad de onda cortante. De los ensayos SPT podemos encontrar el p-3, 4, 5, 6, 8, 14, estos ensayos nos van a decir el tipo de suelo que se puede encontrar y la clasificación SUCS los que se pueden encontrar en el Anexo A. De los ensayos CPT que contiene son el CPTu-2, 10, 4, los que se encuentran en el Anexo B.

Según el Mapa 1.6- se pueden establecer que en esta unidad solo se encuentra una unidad litológica llamada supratidal, y que tiene como características el material predominante arena mal graduada con limo. Y también se puede notar un rasgo geomorfológico tal como el límite de cordón litoral antiguo.

Con la ayuda de las **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, podemos afirmar la geología del lugar que nos dice que predomina las arenas con limo y es un material con clasificaión SUCS (SW) o arenas mal graduada. A través de las muestras alteradas que se obtienen del ensayo SPT se realizó la granulometría de la muestra que nos dio como resultado que el pasante del tamiz #200, el cual marca una tendencia en valores alrededor del 20%, es decir que del 100% de la muestra la cantidad de finos es solo del 20%, y que el otro 80% significa que es suelo granular es decir arenas que puede tener gravas pero en poca cantidad. Esto puede ayudar a la licuación de suelos arenosos pero se lo va a comprobar con los análisis matemáticos que se realizarán en la sección 5. Por lo que no es necesario hacer un análisis de suelos finos en esta unidad ya que no se encuentran arcillas. Con ayuda del CPT nos podemos dar cuenta de algunos lentes de arcillas que puede existir ya que una de las propiedades del CPT es que distingue y toma lecturas de manera constante a lo largo de la penetración con el piezocono.

El sector que está cerca de la playa muestra unos resultados de arenas medianamente densas con número de golpes de alrededor de 20 de color gris o amarillo con un porcentaje de finos siendo estos limos. Los ensayos SPT que se encuentran al borde inferior de la unidad muestran una arena de color amarilla y también hay arenas de color gris verdoso con compacidad ascendente según va aumentando la profundidad, esto quiere decir que se encuentra material más rígido que el borde superior de la unidad.

Con respecto a la densidad relativa del suelo en este sector se nota a través de la gráfica 4 de las gráficas que se encuentran en el Anexo E los valores de este factor son altamente variables y dispersos sin embargo se puede establecer una tendencia, tomando como inicio la elevación 5 m, las arenas tienden a un valor entre 60 a 70% de densidad relativa del ensayo p-08, el cual se encuentra en el punto más elevado de la unidad sismológica, ese mismo ensayo a medida que aumenta la profundidad de la columna del suelo tiende al valor máximo de densidad relativa, el cual es 100% esto significa que es una arena muy densa con propiedades resistentes y capacidad portantes muy buenas. Como se puede observar en el mapa de daños que se encuentra en el

Anexo R, no se encontraron muchos daños alrededor del perfil A. Sin embargo, cuando nos alejamos de la playa ya podemos notar daños en la infraestructura de las diferentes edificaciones que se encuentran en Tarqui.

Acerca de otro parámetro de las arenas que es muy importante para calcular el esfuerzo cortante no drenado, y que aumenta cuando la arena es más densa, se trata del ángulo de fricción, que observando las gráficas de caracterización podemos observar que los resultados más críticos se dan en el ensayo P-03 que llega a tener un valor máximo de 35 y un valor mínimo de 27 a lo largo de toda la columna de suelo

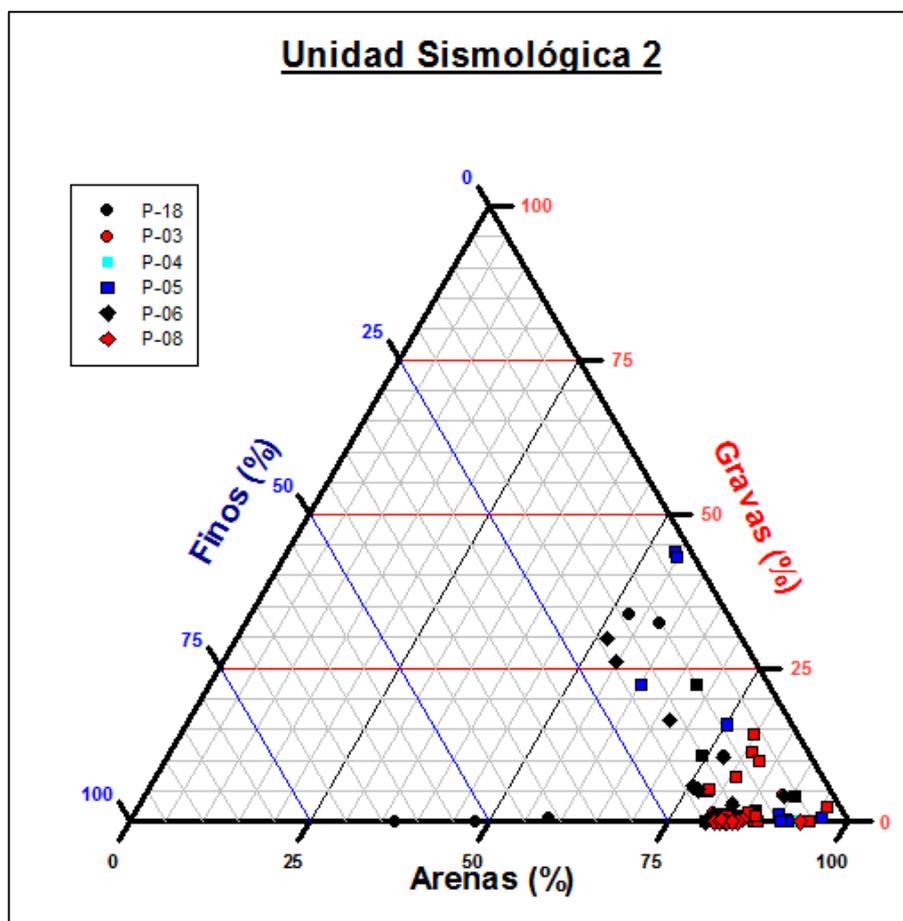


Figura 3.5 Se muestra la característica de los suelos de la unidad sismológica 2.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

3.1.3. Unidad Sismológica 3

Esta unidad sismológica se encuentra en el centro oeste del sector de Tarqui e intercepta los perfiles G, L, D, se encuentran los ensayos de perforación SPT tales como el P-26, P-27 y los ensayos realizados por el ingeniero Javier Moreira que son ensayos antiguos, es decir, hechos antes del sismo. Estos ensayos se distinguen en con la simbología S para distinguirse de las perforaciones realizadas por Geoestudios que se representan con la letra P. Se encuentran los siguientes ensayos del ingeniero Moreira, S-09, 06, 04, 02, 10.

Se puede identificar gracias al plano geológico Mapa 1.6-, las unidades litológicas que se encuentran en esta U.S. 3. En el centro de la unidad se encuentra la llanura tidal antigua que ha sido cubierta por aluvial y se compone mayoritariamente de limo arenoso intercalando con arena limosa, esta zona se caracteriza por tener arenas mal graduadas de color amarillo oscuro con compacidades medianamente densas. Se puede encontrar en las perforaciones que terminan en estratos arenosos con número de golpes de entre 45 a 65.

Ahora describiendo las gráficas de la U.S. 3 que se encuentran en el anexo E, la primera gráfica establece el tipo de suelo que se va a encontrar en el área descrita en esta sección. Es decir, si los suelos tienen un pasante mayor de 30% de la muestra que se obtiene de los SPT se considera suelos finos o cohesivos. Ya que la gráfica tiende a 20% se puede asegurar que se trata de suelo arenoso con poca cantidad de finos.

Otra cosa que podemos ver es el número de golpes (N60), el cual a profundidades superficiales es bien bajo para unas perforaciones, pero aumenta según vaya aumentando la profundidad, se encuentra a lo largo de la columna de suelo arena con limo mal graduada (SP).

Los valores de humedad de las arenas se estiman entre el 15% al 30%. El contenido de finos es mayoritariamente de alrededor del 5% a 15%. La densidad relativa promedio inicialmente es de 50% pero se incrementa con la profundidad hasta alcanzar en promedio un 100%. El ángulo de fricción interna (Φ) inicialmente es en promedio de 30° y se incrementa hasta 42°.

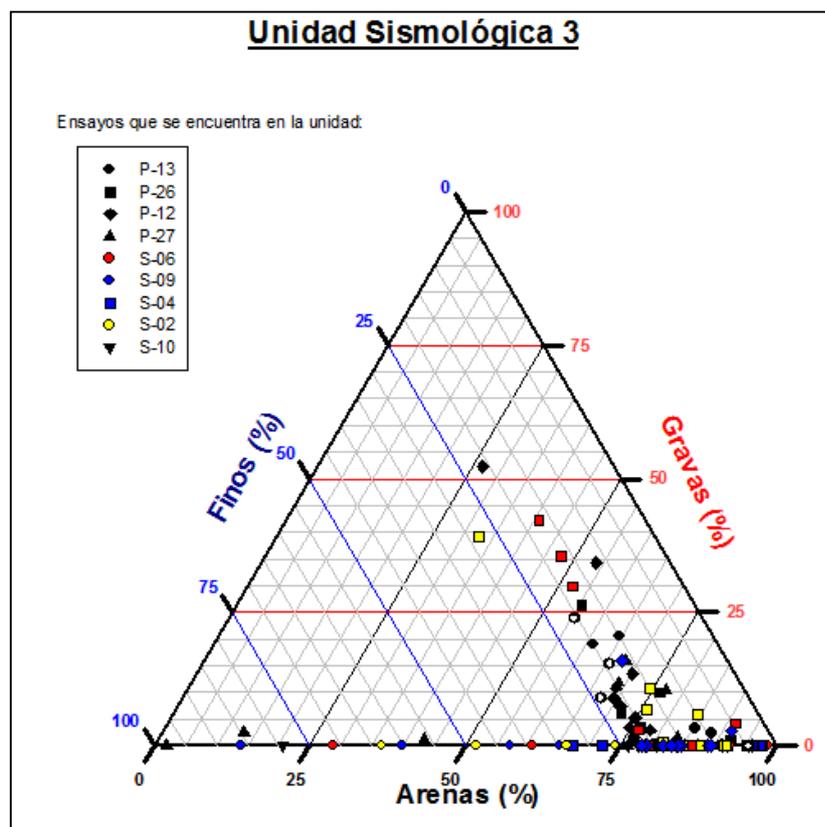


Figura 3.6 Tipo de materiales que se encuentran en el sector. **Fuente:** Anton, R., Aviles, A., 2017.

3.1.4. Unidad Sismológica 4

Esta unidad se encuentra en el suroeste de la parroquia Tarqui, abarcando parte del río Burro o río Tarqui, colindando con las unidades sismológicas 1, 3, 5 que se encuentran en la zona de estudio del proyecto integrador. Abarca unas 10 manzanas del sector.

En esta unidad se encuentran tramos de perfiles que nos permitirán establecer el estrato licuable en el siguiente capítulo, los perfiles son los siguientes: M-M', F-F', E-E', C-C'. En esta unidad también se encuentran los ensayos realizados por la empresa Geoestudios, las perforaciones geotécnicas en esta unidad son el P-17, P-18, P-16, los ensayos CPT que se incluyen son el CPT-12, CPT-13. Y los ensayos que cedió la empresa del ingeniero Javier Moreira que se encuentra en la unidad son el S-20, S-16, S-14, S-08, S-18, S-15, S-12.

La Figura 3.7 nos indica que predomina las arenas con poca cantidad de finos, ya que la mayoría de los puntos se acumulan en la parte inferior derecha del triángulo, gravas existen en pocas cantidades. Esto quiere decir que se trata

de suelos arenosos con finos en ciertos estratos, pero no son predominantes en este sector de Tarqui.

Las gráficas que se muestran en el Anexo E de cada U.S., el primer recuadro nos ayuda a afirmar lo dicho en el anterior gráfico, el pasante del tamiz #200 no llega a ser mayor que el 30% en la mayoría de los ensayos exceptuando pocos puntos que marcan un pasante de tamiz mayor al 50%. Se encuentra arena hasta una profundidad de 20 metros con respecto a la superficie, terminando con unas arenas densas de alrededor 50 golpes.

La gráfica de porcentaje de humedad, muestra una tendencia en un valor de 20%, dispersándose en los primeros estratos de los ensayos S-12, S-16, que muestran valores de 40 a 60% aunque la arena se conoce que no es un material plástico se puede deber esto al nivel freático que en este sector se encuentra a una profundidad con respecto a la superficie de 2.80m, en elevación sería a 2.40 m haciendo una media entre los ensayos P-16, P-17, P-18. Luego de esta pequeña nube que se forma en los primeros metros, se forma una tendencia en 20% de todos los puntos ensayados a través de la columna de suelo.

El número de golpes sin corrección muestra que en los primeros estratos se encuentran arenas sueltas, según la Tabla XII, ya que los resultados fueron menores de 30 golpes en los primeros metros, hasta una cota de -2 se puede notar arenas sueltas a medianamente densas.

Cada vez que aumenta la profundidad también van aumentando el número de golpes que nos entregan los ensayos que se encuentran en la unidad. En la elevación -4m ensayos como el P-18, P-16, P-17 muestran valores de N mayores a 30, lo que significa arenas densas. Cabe recalcar que la perforación P-17 tiene valores de N mayores a 30 desde los primeros estratos, tendiendo a demostrar que existen arenas densas a muy densas.

La densidad relativa de las arenas, valor que es muy importante, y que se encuentra por correlaciones ya estudiadas en el capítulo 2, en este sector de Tarqui podemos ver que se encuentran arenas con D_r igual a 40% en los primeros metros, pero luego va aumentando con la profundidad como todas las propiedades llegando a tener valores de 80% hasta 100%.

Las pocas arcillas que se encuentran en el sector son marcadas por los ensayos realizados por el ingeniero Javier Moreira, y el material fino tiene propiedades distintas a las arenas, como es la capacidad de absorber el agua, de no ser permeable. En las arcillas se usó correlaciones a partir de número de golpes para encontrar el esfuerzo de corte no drenado lo que nos da valores menores a 20 KPa, en las perforaciones S-12, S-16, S-08, y valores de N menores a 10 los que nos indican que son suelo finos con características de rigidez de suaves a firmes.

Unidad Sismológica 4

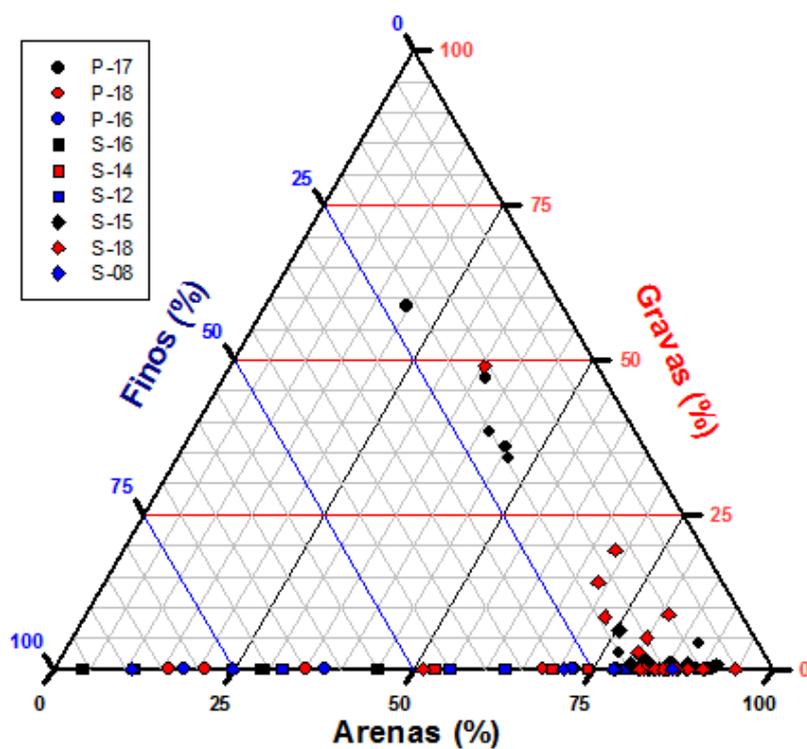


Figura 3.7 El triángulo nos muestra las cantidades más predominantes de los ensayos SPT que se realizaron en la unidad 4.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

3.1.5. Unidad Sismológica 5

La Unidad Sismológica 5 se encuentra en la parte céntrica del barrio Tarqui, por el cual pasan tramos de los perfiles H-H', E-E', L-L', que se puede observar en el Mapa 3.1- donde se muestra todas las unidades sismológicas de Tarqui.

Los ensayos que se encuentran en esta unidad son las perforaciones mecánicas P-20, 21, 22, 19, también se encuentran los ensayos CPTu-15, 23, 16, 14, y los ensayos geofísicos N-24, 23, 21, 20, 22. Estos ensayos nos servirán para establecer las propiedades geotécnicas de la unidad, y así poder definir el comportamiento de los materiales y sus propiedades dinámicas tanto como las mecánicas.

En el Anexo E, se muestra el comportamiento de los parámetros para las arenas para la U.S., los valores del tamiz #200 nos muestra, esos resultados se los obtiene en las perforaciones mecánicas que se encuentran en el Anexo D. Los valores del tamiz #200 tienen de resultado que se encuentra poca cantidad de finos, y que el material predominante es la arena con valores de tamiz #200 de alrededor de 20, se puede notar una tendencia a lo largo de

la profundidad en los ensayos. Los ensayos P-22, y P-19 marcan un poco más de material fino que puede ser arcilla o limo, estos ensayos se encuentran ubicados en la parte inferior de la unidad.

Luego el contenido de humedad, es muy bajo por lo que predomina el material arenoso son estratos permeables, por lo que la humedad tiende a ser menor en estos estratos. El N1(60) es un dato que nos da el ensayo SPT que se encuentra en el Anexo A, se puede notar una tendencia de las muestras ensayadas de número de golpes alrededor de 40 a 60 golpes por cada 45cm de muestra a los 4 metros de profundidad. Los primeros metros se muestran datos de 20 número de golpes para la perforación P-19, que significa que se encuentran arenas sueltas. La cantidad de golpes más elevados se encuentran en la perforación P-20 que se encuentra en un depósito aluvial como se muestra en el Mapa 1.6- y en estos depósitos predomina la arena limosa, en la sección 5 se hará el análisis de licuación de esta perforación para poder encontrar el potencial de licuación y en tal caso sea alto poder encontrar el estrato de suelo crítico. En cuanto a la densidad relativa que se obtiene con la fórmula que se estableció en la sección 2.3.3, se puede

notar una tendencia a partir de los 5 metros de profundidad, que llega a los valores hasta 100%, que es el máximo valor con el que hemos trabajado para el proyecto, esto significa que es un valor alto para una arena, por lo que la arena es una arena densa. Con el ángulo de fricción se estableció un límite de 42 grados, y también se puede observar como se lo determina en la Figura 2.3. En esta unidad se observa un incremento del ángulo fricción a partir de los 4.5 metros de profundidad. En las perforaciones P-19, 21, 20, se nota un ángulo de mayor que los determinados en las perforaciones 22. Las perforaciones la podemos encontrar en el Anexo D.

Se obtuvo los parámetros D₅₀ y el coeficiente de uniformidad (Cu), debido que estos datos nos ayudarán a utilizar el método de Menq para el programa de DeepSoil, y encontrar las curvas de amortiguamiento y de deformación por cortante.

Las arcillas que se encontraron en la unidad se encuentran en la perforación 22, que al final de la misma se encuentran estratos de arcillas, con un valor de sobre-consolidación (OCR) de promedio 3 y un esfuerzo de corte no drenado de 100 Kpa. Esos valores nos indican que es una arcilla rígida

que ha sido consolidada durante varios años. Otra perforación que indica que hay arcilla es la P-19, pero esta muestra arcillas con valor de OCR=2 en promedio, subiendo a 6 en la cota -8 metros (profundidad = 18 metros). Esto se demuestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

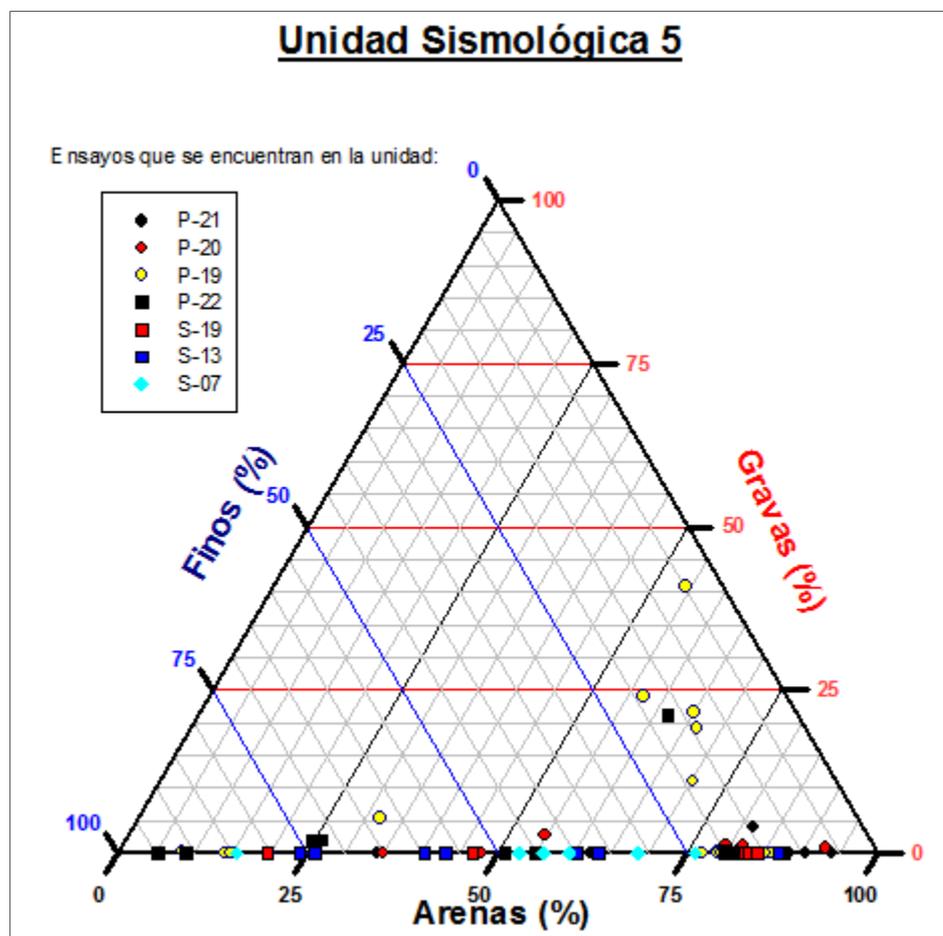
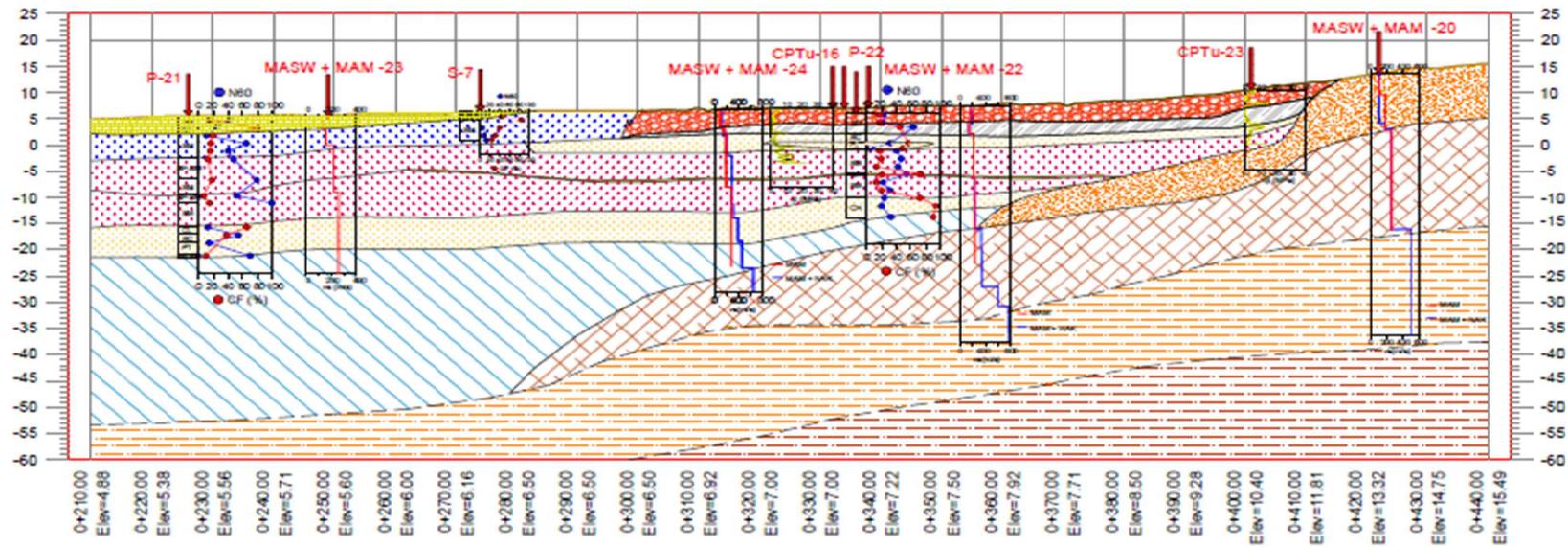


Figura 3.8 Características de la U.S. 5.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.



Unidades Litológicas y Ambiente costero

Suelo residual	Deslizamiento (flujo de déritos)	Humedal
Supratidal Arena mal gradada con limo	Arena limosa y arcilla arenosa	Deposito Aluvial
Sedimentos de planicie aluvial Arena con limo	Llanura tidal Limo arenoso intercalado con arena limosa	Suelo coluvial
Suelos rigidos	Laguna Litoral Arena arcillosa intercalada con arcilla	Arcillolita muy alterada
Arenas de Transgresion Pleistoceno	Arenas fluviales medianamente densas	Arcillolita rigidez media
	Arenas fluviales densas	

PERFIL H

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
ESCALA VERTICAL 1 : 1000

Figura 3.9 Caracterización geológica del perfil H, tramos 0+210 hasta 0+440.

Fuente: Geoestudios 2016.

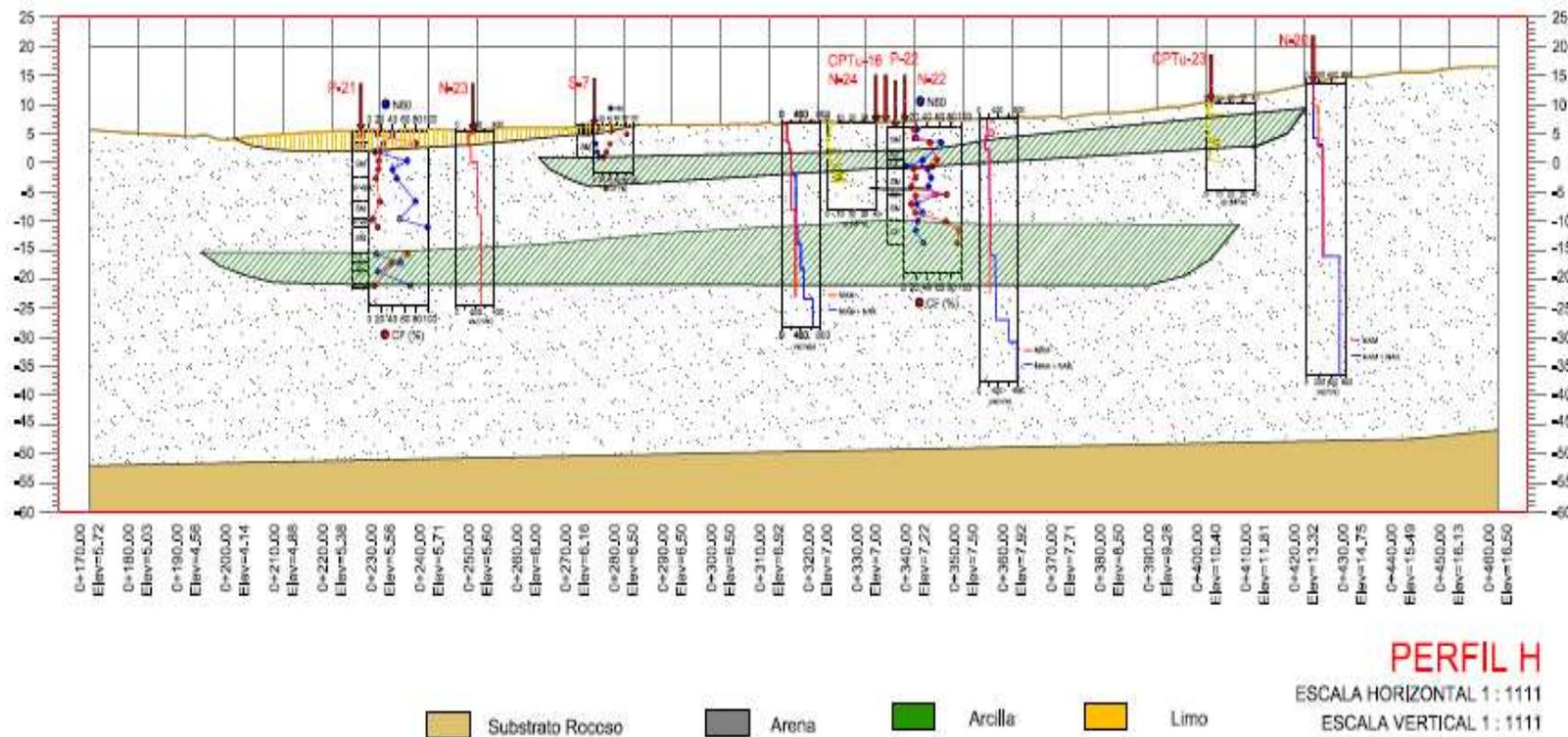


Figura 3.10 Perfil geotecnico del tramo del perfil H-H' que pasa en la unidad.

Fuente: Geostudios, 2016.

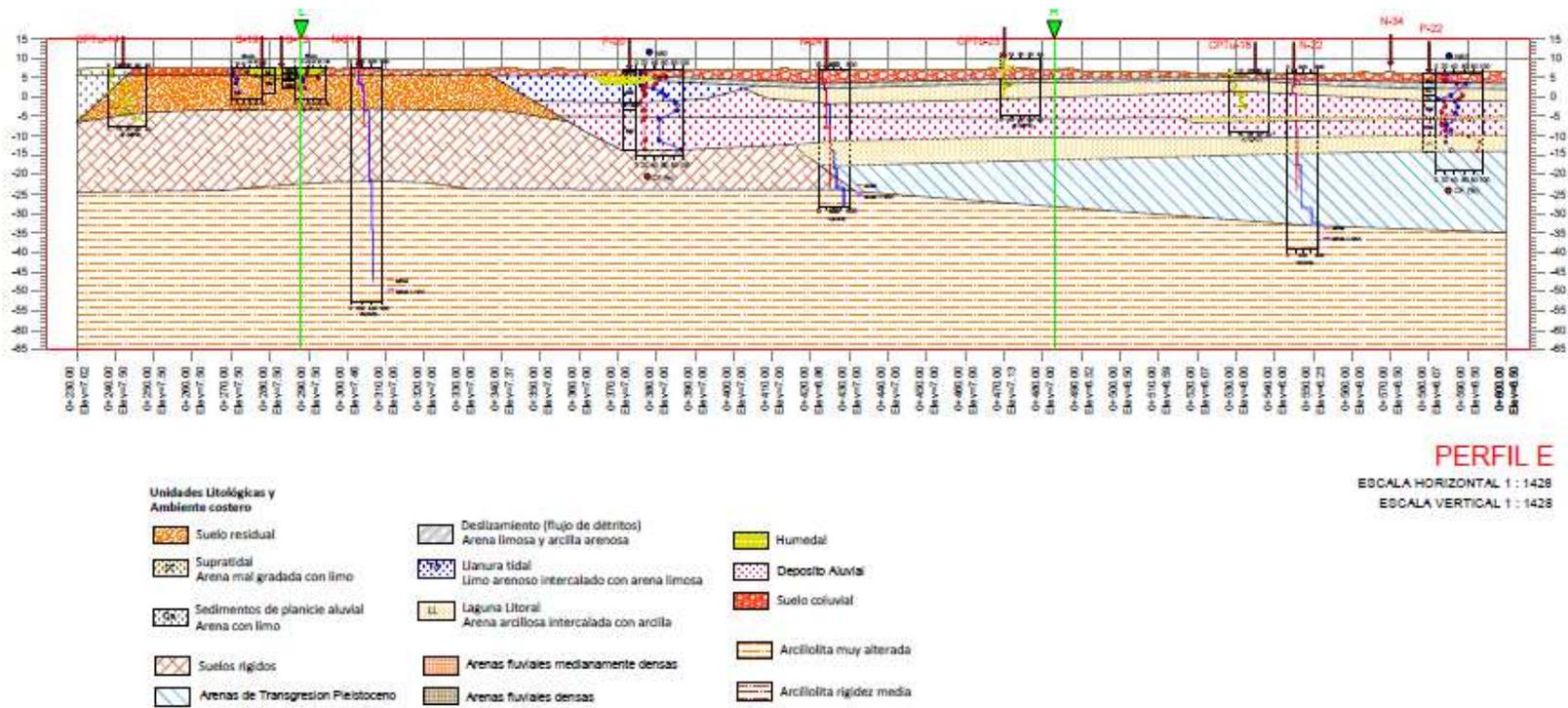


Figura 3.11 Perfil Geológico que se encuentra en la unidad
Fuente: Geoestudios, 2016.

3.1.6. Unidad Sismológica 6

Esta U.S. comprende los sondeos P-7, P-15, P-25 y P-28 realizadas por Geoestudios y concedidos a los autores para realizar el proyecto integrador. Estudiaremos primero la parte geológica que se encuentra en el área, con ayuda del Mapa 1.6-. En esta unidad comprende las unidades litológicas de Depósito Coluvial compuesto por arenas limosas mal graduadas, deslizamientos antiguos formados por flujo de detritos de arenas limosas y arcillas arenosas, ocasionados por aguas lluvias. Lagunas litorales compuestas por arena arcillosa intercaladas con arcillas y cubiertas por una planicie aluvial que está compuesta por arena con limo lo que podemos ver en Mapa 1.6-. La zona de colinas presenta un substrato rocoso de arcillolita cubierta superficialmente por sedimentos de suelos residuales de rigidez media con una velocidad de onda cortante, V_s , que alcanza los 800m/s. Todos estos sondeos registraron el nivel freático entre 6.00 a 4.00 m de elevación para la planicie de aluviales.

La zona está compuesta principalmente por arenas limosas (SM) de color gris oscuro a gris verdoso de diferentes

depósitos y ambientes geológicos. Superficialmente el suelo está conformado por arenas. El número de golpes corregido por energía del ensayo SPT (N₆₀) en este material superficialmente varía de 5 a 20 golpes, pero aumentando su valor hasta llegar al rechazo a medida que los sondeos avanzan en profundidad. Los valores de humedad de las arenas se estiman entre el 15% al 30%. El contenido de finos es del orden de 20%. La compacidad de este material va de medianamente densa a muy densa y su densidad relativa promedio inicialmente es de 40% pero se incrementa con la profundidad hasta alcanzar en promedio un 70%. El ángulo de fricción interna (Φ) inicialmente es en promedio de 30° y se incrementa hasta 42°. La velocidad de onda cortante medida superficialmente en las arenas es de 200m/s y aumenta hasta llegar a 800 m/s

En el estrato arenoso se encuentran intercaladas 3 capas de arcillas arenosas de baja y alta plasticidad (CL y CH) que representan las lagunas litorales en la geología presentada. Estas capas de arcilla arenosa son de color gris verdoso a café de consistencia blanda a firme. El porcentaje de material pasante el tamiz #200 es en casi todas las muestras de este geomaterial superior al 90% y el índice de

plasticidad, IP, fluctúa entre 10 y 60%. La estimación mediante correlaciones de la resistencia al esfuerzo cortante, S_u , permitió determinar valores del orden de 10 a 50 KPa, denotando asimismo valores de OCR (razón de sobre consolidación) de hasta 6 en estas capas de arcilla.

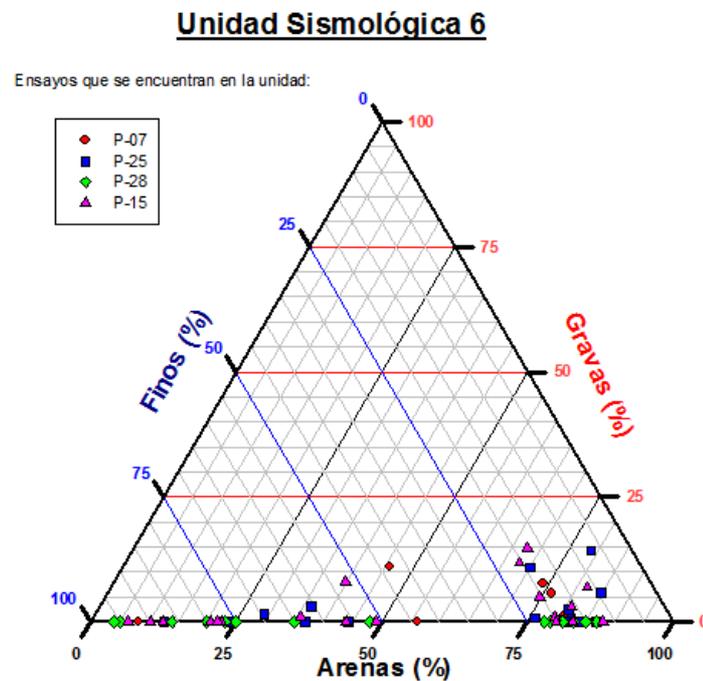


Figura 3.12 Características de los suelos que se encuentran en la unidad U.S. 6.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

3.1.7. Unidad Sismológica 7

Esta unidad se encuentra en la parte sur de Tarqui, encontrándose en la parte más alta en elevación de todo el sector de la parroquia Tarqui que se hizo los análisis. Este sector se encuentra en la parte de deslizamiento antiguo y también parte de depósito coluvial de la zona, según nos muestra el mapa geológico de Tarqui propuesto por Geoestudios, 2016.

Por esta unidad sismológica se encuentran tramos de los perfiles J, K, N, I, y se encuentran los ensayos realizados por Geoestudios tales como los P-24, P-23 que son perforaciones mecánicas, los ensayos CPT – 24, 22, 18, 25. Se encuentran ensayos geofísicos también en la zona MAM-03, N-27, N-26, N-34.

Se puede concluir con la Figura 3.13 que se acumulan los puntos del ensayo P-23 en la parte inferior derecha, que significa que predomina la arena con poca cantidad de finos, sin embargo se puede encontrar arena limosa. Los puntos que se encuentran cerca de la esquina inferior izquierda se

deben a la perforación P-24, ya que es de gran longitud llega hasta la roca, que se trata de una arcillolita.

La **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** nos muestra que la perforación P-23 en los primeros metros tiene porcentaje de finos menor a 20% aumentando en los siguientes metros pero luego disminuye a tener 20% nuevamente.

La perforación P-24 muestra un tramo de arcilla entre las cotas -10 hasta la cota -24 en metros.

El número de golpes sin corrección en la perforación P-23 es bien bajo al principio teniendo valores de 10 lo que significa una arena suelta, tiene el mismo comportamiento los primeros 4 metros, luego de esto aumenta para pasar de arena suelta a medianamente densa los 4 metros siguientes. Este ensayo muestra arenas muy densas a partir de los 2 metros de elevación.

La perforación P-24 tiene número altos desde los primeros metros, lo que significa arenas muy densas (Look, 2007). Hasta los suelos finos de esta perforación tienen valores altos de N, lo que indica que son suelos firmes. Estas características de suelos se pueden deber a que se

encuentran en un sector alto y no pudo afectar de manera directa el nivel del mar.

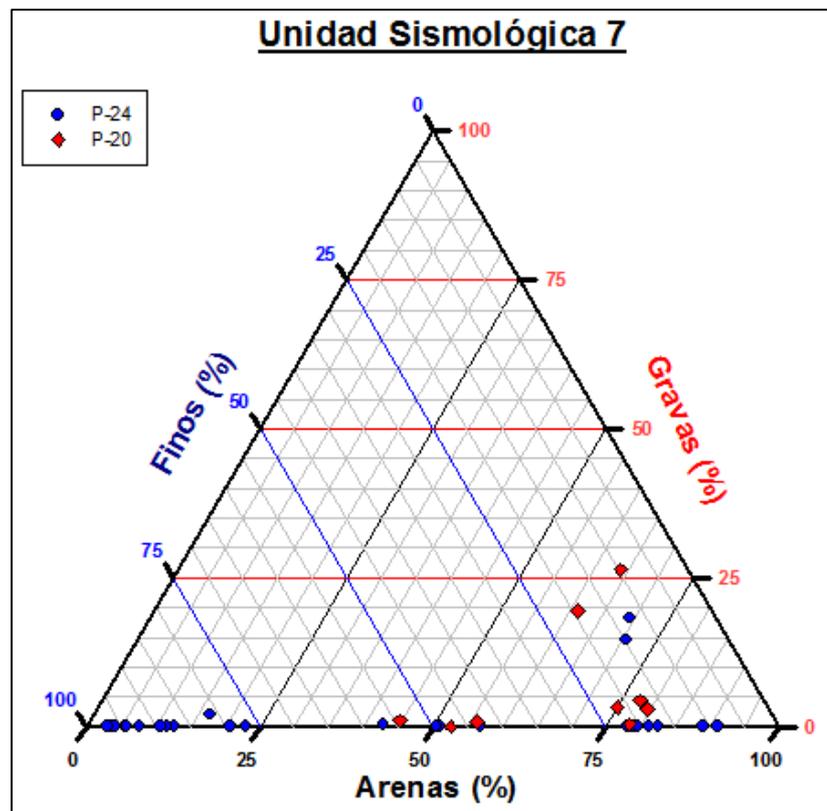


Figura 3.13 Representa los materiales que se encuentran en el sector utilizando los ensayos P-24, P-23.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

CAPÍTULO 4

**EVALUACIÓN DE RESPUESTA SÍSMICO-
GEOTÉCNICA EN UNA DIMENSIÓN DE TORSIÓN
MEDIANTE LA APLICACIÓN DE MODELACIONES
CONSTITUTIVAS GENERAL
CUADRÁTICO/HIPERBÓLICA**

4. Evaluación de Respuesta Sísmico-Geotécnica en una dimensión de Tarqui mediante la aplicación de modelaciones constitutivas general cuadrático/hiperbólica

El análisis de respuesta sísmica está basado en la necesidad de conocer cómo actúa una unidad geotécnica determinada frente a un evento sísmico. Dicha unidad puede ser dividida en varios elementos, en tanto que el comportamiento dinámico es explicado mediante la segunda y tercera ley de Newton.

Las mencionadas leyes son aplicadas en la ecuación de movimiento para sistemas oscilantes de uno o múltiples grados de libertad los cuales consideran las propiedades inerciales (energía cinética) y de rigidez (energía potencial) así como las de amortiguamiento (disipación de energía) de los elementos.

El comportamiento dinámico de los suelos es determinante debido a que estos amplifican o disminuyen la onda sísmica del terremoto durante su transmisión ya que actúan como un filtro para dichas ondas. Esta onda alterada se transmite a las edificaciones y puede ocasionar casos de licuefacción, desplazamientos laterales, daños estructurales, entre otras afectaciones.

Los resultados de la evaluación de la respuesta sísmica del suelo incluyen la generación de gráficas de tiempo-historia que se aplican de manera inmediata en la predicción de los movimientos del suelo en superficie.

Las gráficas de tiempo-historia se usan para la elaboración de espectros de diseño, predicción para cualquier profundidad con el cálculo de fuerzas inducidas por las ondas sísmicas que afectan a las edificaciones mediante cimentaciones profundas y superficiales, estimación de las tensiones que pueden ocasionar licuefacción, entre otros.

Para poder evaluar la respuesta sísmico-geotécnica en las unidades de estudio es necesario introducir en el algoritmo de cálculo la unidad geotécnica modelizada. En este estudio se ha utilizado la modelación cíclica no lineal general cuadrática/hiperbólica desarrollada por Groholski-et-al introducida en la sexta-primera versión del software de elaboración de respuesta sísmica geotécnica en una dimensión DEEPSOIL® cuyo algoritmo se encuentra en desarrollo constante desde el año 1998 y su precisión para predicciones ha cumplido con las expectativas esperadas en varios casos reales de manera global.

Para dicha modelación se han tomado en cuenta los siguientes parámetros: ángulo de fricción, resistencia al corte no drenado de arcillas y arenas, esfuerzos verticales totales y efectivos, índice de presión del suelo en reposo, diámetro del grano del material representativo del 50% de granulometría fina, índice de plasticidad, razón de sobre-consolidación, coeficiente de uniformidad. Estos parámetros han sido ajustados en base a criterios realizados luego de análisis de los resultados de las variables de: humedad, contenido de finos pasantes del tamiz 200%, número de golpes del ensayo de penetración estándar normalizado al 60% de energía y a presión atmosférica y corregido según el número de finos, densidad relativa y límite líquido.

4.1. Hipótesis matemática adaptada para la transmisión de ondas sísmicas e intercambio de energía cinética-potencial y estado de pérdida para el caso de estudio

Para mayores referencias se recomienda el libro Geotechnical Earthquake Engineering por el autor Steven L. Kramer, quién en su obra recopila los fundamentos teóricos que sirven para tener un entendimiento base de las referencias utilizadas en el presente trabajo.

El problema del análisis de respuesta de sitio es predecir la respuesta de una unidad geotécnica debido a una excitación causada por una vibración que proviene de un evento sísmico. Dicho evento ocurre por una falla la cual libera energía. Al ser liberada esta energía, se generan ondas sísmicas las cuales viajan en todas las direcciones y, en el caso de este estudio, a través de estratos de suelos principalmente arenosos y arcillosos. Dicha respuesta sísmica no es igual para todos los elementos debido a que poseen distintas características al no ser homogéneos. La respuesta puede en ciertos casos ser amplificada o disminuida.

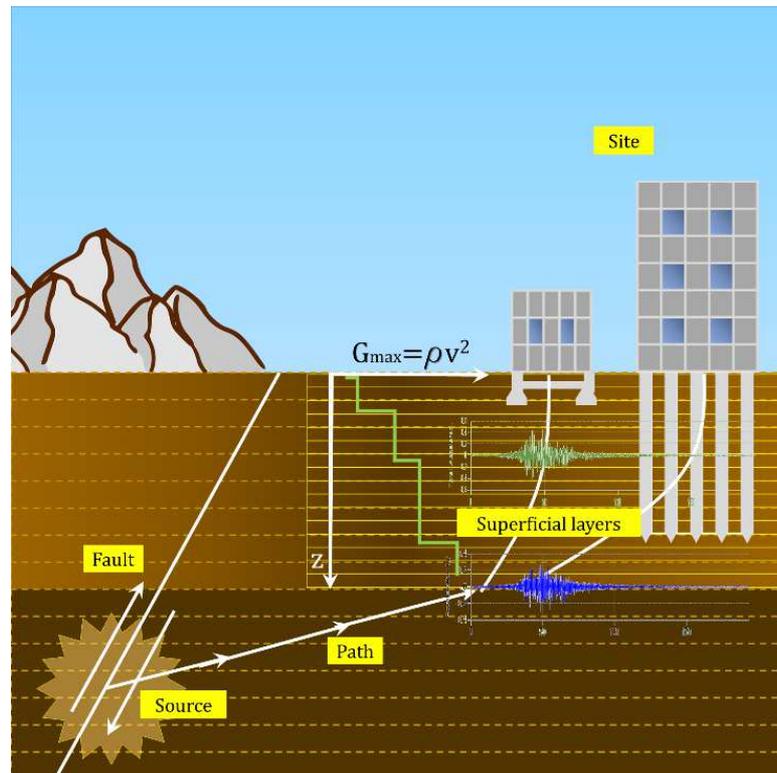


Figura 4.1 Proceso de refracción que produce propagaciones de onda casi verticales cerca de la superficie.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017, Adaptado de Geotechnical Earthquake Engineering. Kramer 1996.

Las condiciones de sitio más cercanas a la realidad es que se debe tomar en cuenta la dificultad de poder predecir el mecanismo de falla ocasionado por un terremoto. Las velocidades verdaderas y valores de amortiguamiento no siempre pueden ser determinadas en el sitio debido a varios factores y la naturaleza de la transmisión de energía entre la fuente del evento y el sitio de estudio es incierta. La manera más apropiada y recomendada por normativas tales como ASCE 7-10 y NEC-2015 es el cálculo del riesgo sísmico

mediante la metodología probabilística (PSHA) para predecir los movimientos del estrato rocoso debajo de la unidad geotécnica.

La respuesta sísmica de una unidad geotécnica se puede descomponer en sus tres vectores espaciales (x, y, z). El análisis unidimensional se encarga de calcular la respuesta sísmica de la unidad geotécnica en la dirección de la profundidad z. La respuesta sísmica de la unidad geotécnica contará como válida bajo la hipótesis de que la superficie del lecho rocoso sea aproximadamente horizontal y extendida hacia el infinito, y de igual manera la repartición estratigráfica del suelo que compone la unidad geotécnica. Si se aplica la Ley de Refracción de Snell, es posible demostrar dicha hipótesis mediante el cálculo de las ondas sísmicas, las cuáles al propagarse desde el origen del terremoto hasta el suelo, son dobladas por refracciones sucesivas en un recorrido aproximadamente vertical. Este planteamiento es descartado en casos de unidades geotécnicas cuya estratigrafía y/o topografía no sea horizontal. En este último caso se recomienda realizar el cálculo de la respuesta sísmica de la unidad geotécnica en dos direcciones: la dirección de la profundidad z y una componente perpendicular a ésta. Para proyectos de ingeniería

críticos se sugiere realizar el análisis en tres direcciones. El Instituto de Investigación de Edificaciones de Japón y la Sociedad de Ingeniería en Construcción de Japón en el año 1997 realizaron una investigación de los efectos de la irregularidad del sitio para la realización de cálculo de la respuesta dinámica de unidades geotécnicas para una dimensión. En sus resultados los efectos de irregularidades topográficas serán despreciables siempre y cuando:

- 1) La pendiente del terreno sea menor o igual a 15° ,
- 2) La altura de la ladera debe ser menor o igual a 4 metros,
- 3) La unidad geotécnica está apartada de la ladera por seis veces la altura de esta.

La forma universal para explicar el comportamiento de los suelos es idealizándolos como elementos que han sido discretizados a partir de la unidad geotécnica. Para Tarqui, en el caso de evaluación en dirección de la profundidad z , el comportamiento de cada elemento es explicado mediante la segunda y tercera ley de Newton aplicada al movimiento oscilatorio de vibraciones para sistemas de un grado de libertad, también aplicable a sistemas de varios grados de libertad de manera extendida en forma de vectores o matrices:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$$

La masa m y la aceleración \ddot{u} están relacionados a las propiedades inerciales y de energía cinética. La rigidez k (llamada G de ahora en adelante) y el desplazamiento u están relacionados a la energía potencial. El amortiguamiento c y la velocidad \dot{u} está relacionado a la pérdida de energía. La aceleración \ddot{u}_g es un vector que corresponde al evento sísmico de entrada al sistema. Matasovic (1993) en su tesis de doctorado "Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits" de la Universidad de California, Los Angeles muestra el siguiente esquema de dicho comportamiento en el caso de una columna de suelo explicado en la figura donde es necesario recordar al lector de que a pesar que se visualiza el problema en dos direcciones, el esquema verdadero necesitaría que dicha columna compuesta de rectángulos sea reemplazada por una línea continua compuesta de vectores con valores determinados de masa, rigidez y amortiguamiento.

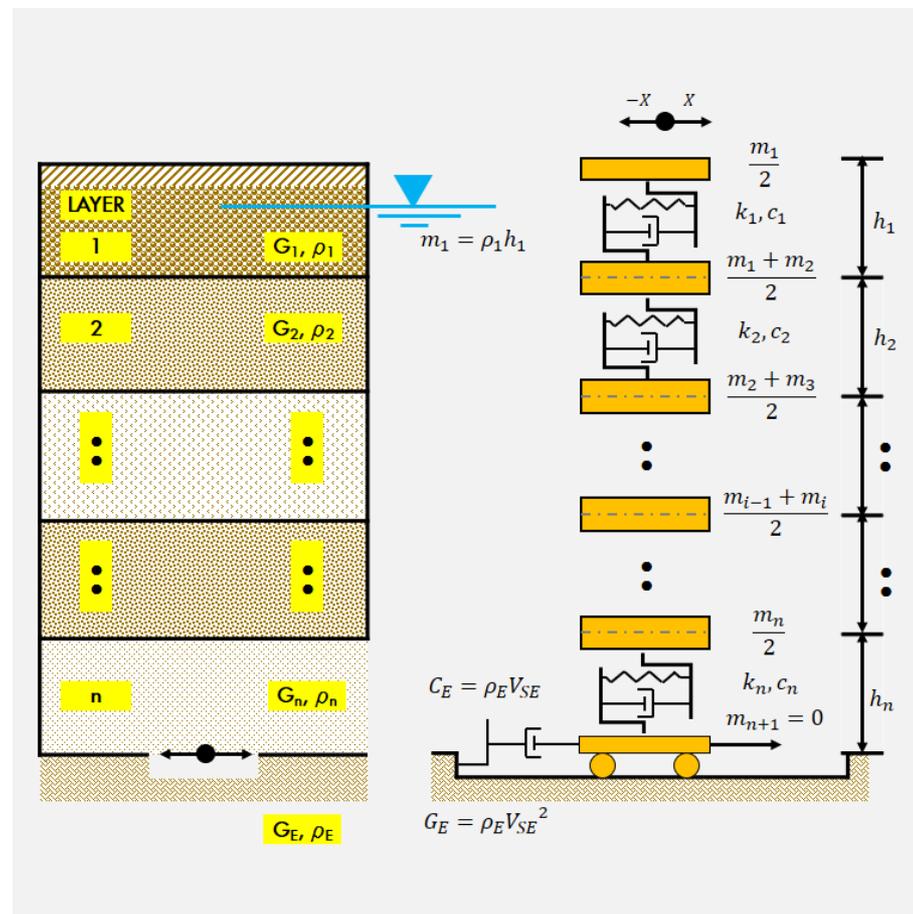


Figura 4.2 Representación dinámica de la unidad geotécnica discretizada en n elementos en movimiento causado por un evento sísmico mediante un modelo general de un sistema de múltiples grados de libertad.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017. Adaptado de “Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits” de la Universidad de California, Los Angeles – Matasovic 1993).

Existen varias formas para poder resolver la ecuación de movimiento para generar la respuesta de la unidad geotécnica estudiada. Desde la más simple hasta la más sofisticada, las respuestas son lineal, lineal equivalente, y cíclica no lineal. Todos

los enfoques empiezan por el cálculo del módulo G de elasticidad o rigidez al esfuerzo cortante vs deformación. El módulo de corte G puede ser obtenido mediante la razón del esfuerzo cortante τ con su correspondiente deformación γ :

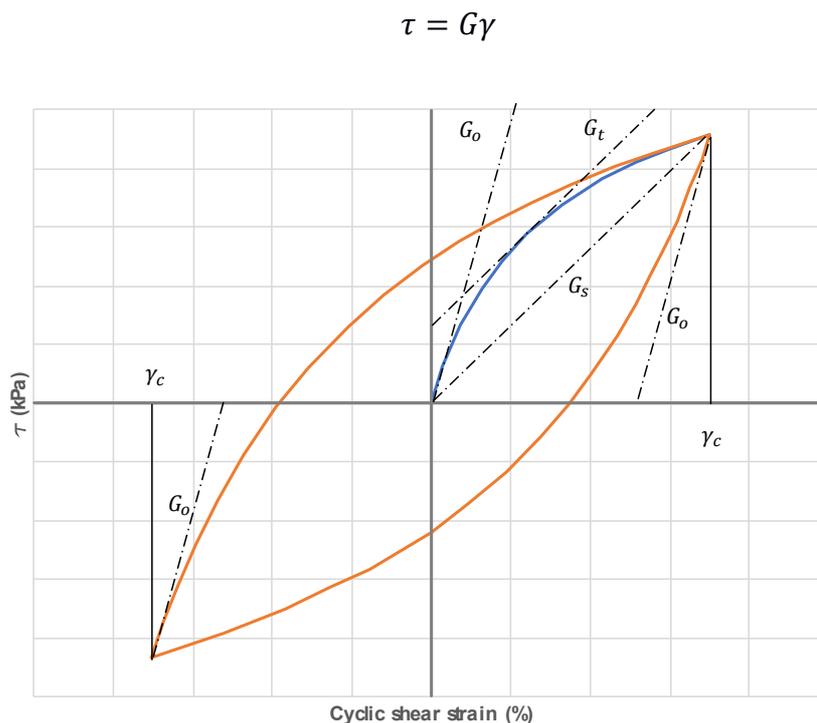


Figura 4.3 Construcción de la curva esfuerzo cortante vs deformación para ciclos de carga y descarga sísmica. La curva corresponde a un material que posee un comportamiento histerético no lineal inelástico.

Fuente: Autores. Adaptado del Manual de PLAXIS 2015 elaborado por Laera y Brinkgreve para análisis de respuesta sísmica y evaluación de licuefacción.

El esfuerzo cortante es calculado mediante la siguiente ecuación para suelos según el criterio de Coulomb:

$$\tau_{max} = c + \sigma'_{v0} \operatorname{tg} \phi$$

Donde τ_{max} es el esfuerzo cortante máximo, c es la cohesión (en el presente estudio la cohesión se considera despreciable), ϕ es el ángulo de fricción y σ'_{v0} es el esfuerzo vertical inicial. Según la fórmula de Terzaghi, el esfuerzo efectivo es definido por la siguiente ecuación:

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u$$

Donde σ_{v0} es el esfuerzo total vertical y u es la presión hidroestática de poros. Cuando ocurre un evento sísmico el movimiento de agua presente en la unidad geotécnica genera una presión adicional de poros δu que es sumada a la presión estática y por ende el esfuerzo efectivo disminuye. Cuando este esfuerzo llega a cero, la resistencia al cortante se vuelve nula (Manual de PLAXIS 2015 elaborado por Laera y Brinkgreve para análisis de respuesta sísmica y evaluación de licuefacción).

El análisis de respuesta lineal está basado en que el comportamiento de G_{max} y la razón de amortiguamiento se mantiene constante en toda la unidad geotécnica independiente de los valores de deformación. En la práctica geotécnica no es un enfoque muy utilizado debido a que el módulo de corte varía en

todas las direcciones durante los ciclos de carga y descarga y la razón de amortiguamiento está relacionada a la deformación al cortante. El enfoque lineal equivalente incluye la relación con el efecto de deformación y reducción del módulo. Consiste en una iteración que empieza con las estimaciones iniciales de módulo de corte y amortiguamiento para cada capa. Después de determinar la nueva deformación efectiva (65% de la deformación pico en el tiempo-historia de deformación según Kramer en su libro *Geotechnical Earthquake Engineering*. 1996), se proceden a calcular nuevos valores de G y amortiguamiento para la siguiente iteración. Sin embargo, este enfoque no puede modelar el estado de esfuerzos efectivos sino solo con esfuerzos totales por lo que el efecto de licuefacción no puede ser idealizado de manera acorde a la realidad con mucha precisión. (Select Topics on the Static and Dynamic Response and Performance of Earthen Levees. Adamantia-Maria George Athanasopoulos, 2008).

La respuesta cíclica no lineal se diferencia de las dos anteriores realiza una integración numérica directa en el dominio del tiempo mediante pequeños intervalos. De esta manera se pueden usar modelos constitutivos que representan o se aproximan de manera apropiada a la columna de suelo que está siendo analizada, incluyendo los estados de esfuerzos efectivos y los efectos de

exceso de presión de poros que se encuentran relacionados al fenómeno de licuefacción de los suelos. De estos modelos, los más realistas son aquellos donde el comportamiento dinámico del material carga-descarga es inelástico. Este análisis es útil para unidades geotécnicas que tengan altos niveles de aceleración y material granular similares a los del presente trabajo. En la práctica, un análisis de respuesta sísmica de una unidad geotécnica involucra la comparación de respuestas no lineales y lineales-equivalentes. (Stewart et. Al. PEER REPORT 2008/04 Benchmarking of Nonlinear Geotechnical Ground Response Analysis Procedures).

La aceleración \ddot{u}_g que ingresa al sistema es dada a priori como una condición de análisis. Esta es la correspondiente al tiempo-historia de un evento sísmico definido en la superficie de la roca por debajo de un depósito de suelo. Para el presente. Existen tres opciones para determinar la condición de análisis que se introduce en el sistema (Yoshida. Seismic Ground Response Analysis. 2015): Eventos sísmicos registrados en la base de datos de terremotos pasados, eventos sísmicos artificiales desarrollados bajo la hipótesis del colapso de una falla en particular o una característica en común de los terremotos ocurridos, y un terremoto observado cerca del sitio. Para el presente trabajo se selecciona la primera opción como recomendación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción Edición

2015 donde solicitan la selección de 7 registros s en base a la metodología PSHA, y la tercera opción, con el sismo del pasado 16 de abril del 2016 cuyo epicentro ocurrió entre las provincias de Manabí y Esmeraldas. Este sismo fue deconvolucionado para obtener la onda incidental en el estrato rocoso donde se asume que los movimientos sísmicos son únicos en un área extensa.

El lecho rocoso que sirve como base para el componente de suelo de la unidad geotécnica y en donde ocurrirá el evento sísmico es definido como semiespacio. Para determinar con efectividad la profundidad media del semiespacio será necesario el análisis lineal equivalente junto a la estimación de perfiles de onda cortante. En el tomo completo para la Microzonificación Sísmico-geotécnica de la ciudad de Guayaquil se desarrolló una ecuación empírica para el caso del semiespacio de Guayaquil. Para llegar a dicha ecuación se necesitaron el uso de sondeos geotécnicos profundos y exploración geofísica. La misma metodología será usada para el caso de Tarqui.

Una vez que han sido definidas las variables que ingresan en los vectores componentes de la ecuación de movimiento (m, c, k, u_g) se toma en cuenta la propagación de la onda en la unidad geotécnica. En el reporte de PEER 2012/08 "Guidelines for Estimation of Shear Wave Velocity Profiles" es afirmado que la velocidad de onda

cortante vs es un indicador importante de las propiedades dinámicas del suelo y la roca debido a su relación con G_{max} a pequeñas deformaciones:

$$G_{max} = \rho V_s^2$$

Si se incluye la propagación de la onda en la unidad geotécnica entonces se obtiene la siguiente ecuación denominada ecuación de la onda. Esta ecuación se resuelve para la integración con respecto al tiempo y el espacio:

$$G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

Las condiciones de espacio serán resueltas mediante el modelo constitutivo de la unidad geotécnica mientras que las condiciones de tiempo son resueltas con técnicas basadas en las integraciones implícitas o explícitas en el dominio del tiempo.

Una de los métodos más utilizados es el método de la Beta de Newmark para poder determinar el desplazamiento y la velocidad de un punto cualquiera en un tiempo $t+\Delta t$ de la siguiente manera:

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha_N \right) \ddot{u}^t + \alpha_N \ddot{u}^{t+\Delta t} \right] \Delta t^2$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + [(1 - \beta_N) \ddot{u}^t + \beta_N \ddot{u}^{t+\Delta t}] \Delta t$$

Donde los coeficientes alfa y beta pueden ser tomados como $\alpha_N = \frac{(1+\gamma)^2}{4}$ y $\beta_N = \frac{1}{2} + \gamma$, donde el valor de γ puede variar en el rango [0, 1/3]. Al asumir que la deformación es mayor a cero la eficiencia del cálculo mejor y una fuente numérica de amortiguamiento es introducida en el modelo.

Como previamente fue mencionado, la parroquia de Tarqui fue dividida en unidades sismológicas en base a las características estático-dinámicas que se han encontrado y en ciertos casos, algunas unidades sismológicas fueron divididas en dos. Para el presente caso de estudio la parroquia de Tarqui está dividida en un total de 8 unidades sismológicas.

4.2. Flujo del proceso de cálculo de respuesta sísmica en una dirección para el caso de la parroquia de Tarqui

Para el caso de la parroquia de Tarqui se opta por usar como base el flujo elaborado por Yoshida en su libro “Seismical Ground Response Analysis” publicado en el 2015 que resume el proceso del cálculo y análisis de respuesta sísmica de una unidad geotécnica.

Para el caso de Tarqui se realizaron investigaciones geotécnicas específicas del suelo que permiten conocer y modelar su

comportamiento dinámico. Dichas investigaciones comprendieron los siguientes ensayos de campo: ensayos de penetración estándar SPT, ensayo de penetración de cono CPT, ensayos sísmicos de refracción según el ASTM D5777 para estimar las velocidades de onda cortante V_s y el periodo elástico del subsuelo mediante mediciones de la vibración ambiental aplicando la técnica de Nakamura (Nakamura, 1989); Y los siguientes ensayos de laboratorio: Granulometría, Límites de Atterberg, entre otras que permiten establecer las características y propiedades del suelo en estudio. Luego de haber obtenido los logs de dichos ensayos de campo y laboratorio, se requerirá contar con la planimetría y altimetría de la Parroquia de Tarqui. La topografía de Tarqui será dividida en unidades sismológicas, las cuales serán representadas por perfiles que a su vez serán divididos en capas con sus determinadas propiedades mecánicas.

4.3. Flujo del proceso de análisis de respuesta sísmica en una dirección para el caso de la parroquia de Tarqui

Para el caso de la parroquia de Tarqui se opta por usar como base el flujo elaborado por Yoshida en su libro "Seismical Ground Response Analysis" publicado en el 2015 que resume el proceso del cálculo y análisis de respuesta sísmica para una unidad geotécnica.

Para el caso de Tarqui se realizaron investigaciones geotécnicas específicas del suelo que permiten conocer y modelar su comportamiento dinámico. Dichas investigaciones comprendieron los siguientes ensayos de campo: ensayos de penetración estándar SPT, ensayo de penetración de cono CPT, ensayos sísmicos de refracción según el ASTM D5777 para estimar las velocidades de onda cortante V_s y el periodo elástico del subsuelo mediante mediciones de la vibración ambiental aplicando la técnica de Nakamura (Nakamura, 1989); Y los siguientes ensayos de laboratorio: Granulometría, Límites de Atterberg, entre otras que permiten establecer las características y propiedades del suelo en estudio. Luego de haber obtenido los logs de los ensayos de campo y laboratorio, se debe contar con la planimetría y altimetría de la Parroquia de Tarqui. La topografía de Tarqui será dividida en unidades sismológicas, las cuales serán representadas por perfiles que a su vez serán divididos en capas con sus determinadas propiedades mecánicas.

Se debe acotar que los equipos no llegaron a detectar el semiespacio debido a la enorme variación de material que existe en el subsuelo del área de trabajo. Por lo tanto, se ha realizado una estimación de la ubicación de este según observaciones topográficas y geológicas.

4.4. Elaboración computarizada del cálculo de respuesta sísmica en el software DEEPSOIL®

El cálculo de la respuesta sísmica de unidades geotécnicas tiene una complejidad para ser resuelto de manera manual. Debido a esto, diversos autores como han desarrollado algoritmos para resolver la ecuación para distintos niveles de profundidad como por ejemplo Matasovic,1993 (D-MOD), Hassash,2001 (DEEPSOIL), McKenna-Fenves (OPENSEES-Código Abierto). Para el caso de la parroquia Tarqui se procedió a utilizar el software DEEPSOIL® cuyo algoritmo puede resolver el problema matemático explicado anteriormente.

Debido a la gran variación tipológica encontrada, correspondiente con escenarios geológicos distintos, se ha realizado múltiples análisis para abarcar todos los escenarios posibles. Se ha evaluado un total de 8 sitios denominados como ARS1 a ARS8.

A partir de los resultados de los sondeos ejecutados en la campaña de exploración se conformaron modelos de suelo para cada uno de los sitios antes mencionados.

La tipología de materiales registrados correspondió a geomateriales arenosos, geomateriales de tipo cohesivo principalmente arcillosos

sobreyaciendo al semiespacio que está caracterizado por roca de tipo arcillolita.

4.4.1. Selección del perfil de Vs y determinación del semi espacio en el sitio del proyecto

En las figuras de las siguientes páginas se ha incluido las mediciones realizadas con los ensayos MASW+MAM, los perfiles de Vs estimados con downholes y los estimados a partir de ensayos CPTu. Se ha decidido adoptar para los análisis como perfil de velocidades de onda cortante la línea indicada en cada figura, para los dos modelos geotécnicos a evaluar.

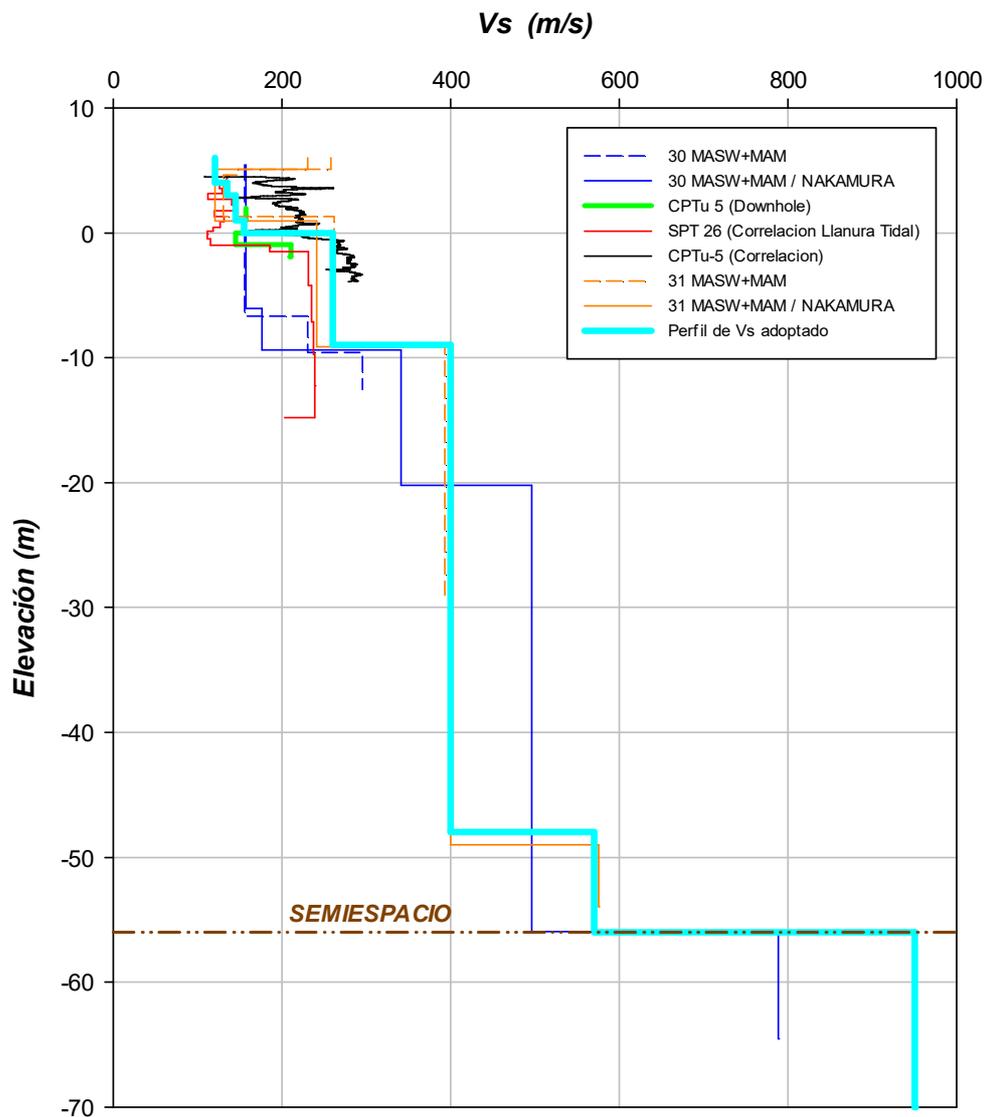


Figura 4.4 Perfil de velocidades de onda cortante medidos, estimado y seleccionado para los análisis de respuesta de sitio del sitio ARS1.

Fuente: Geoestudios, 2016.

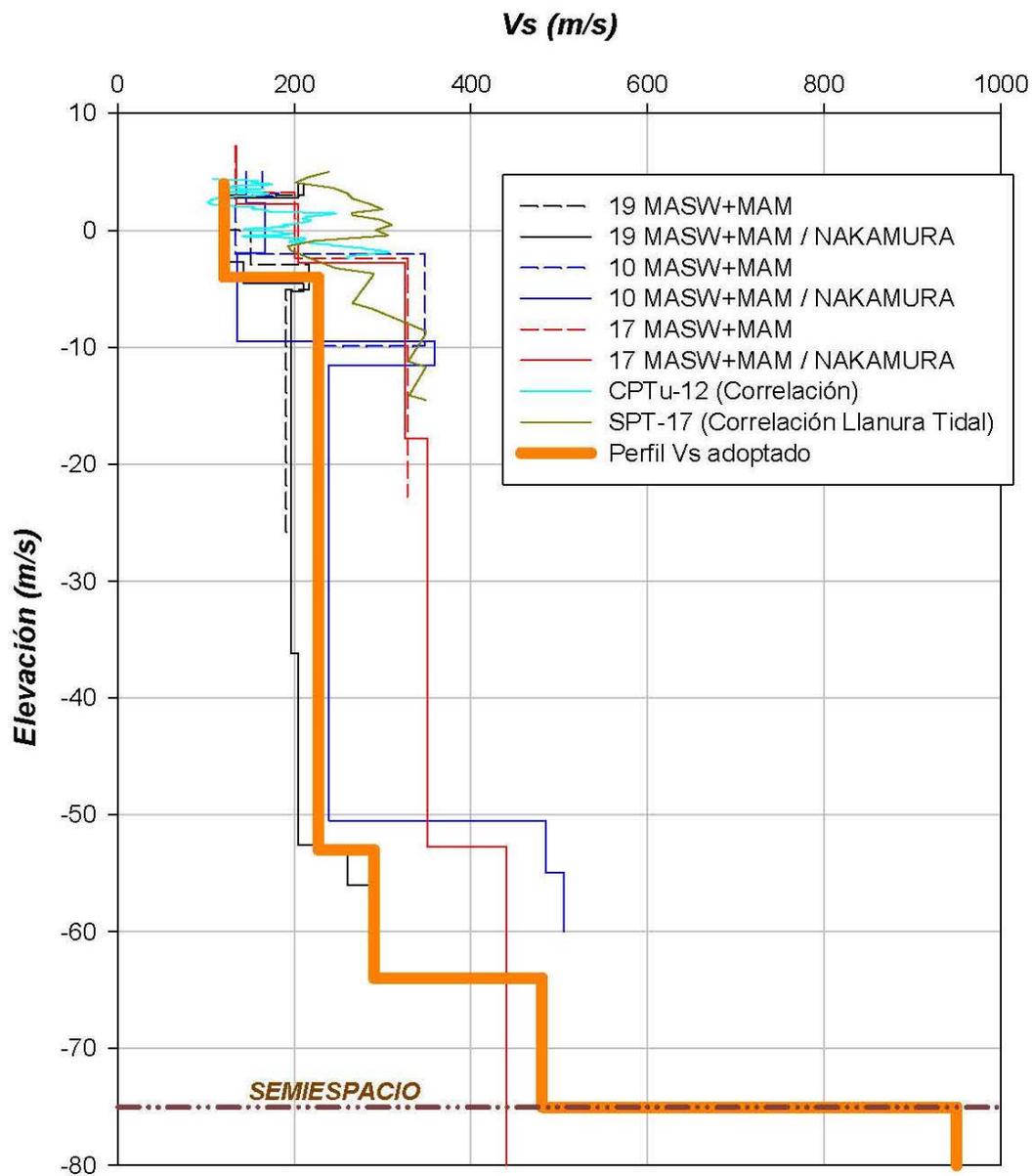


Figura 4.5 Perfil de velocidades de onda cortante medidos, estimado y seleccionado para los análisis de respuesta de sitio del sitio ARS2.

Fuente: Geoestudios, 2016.

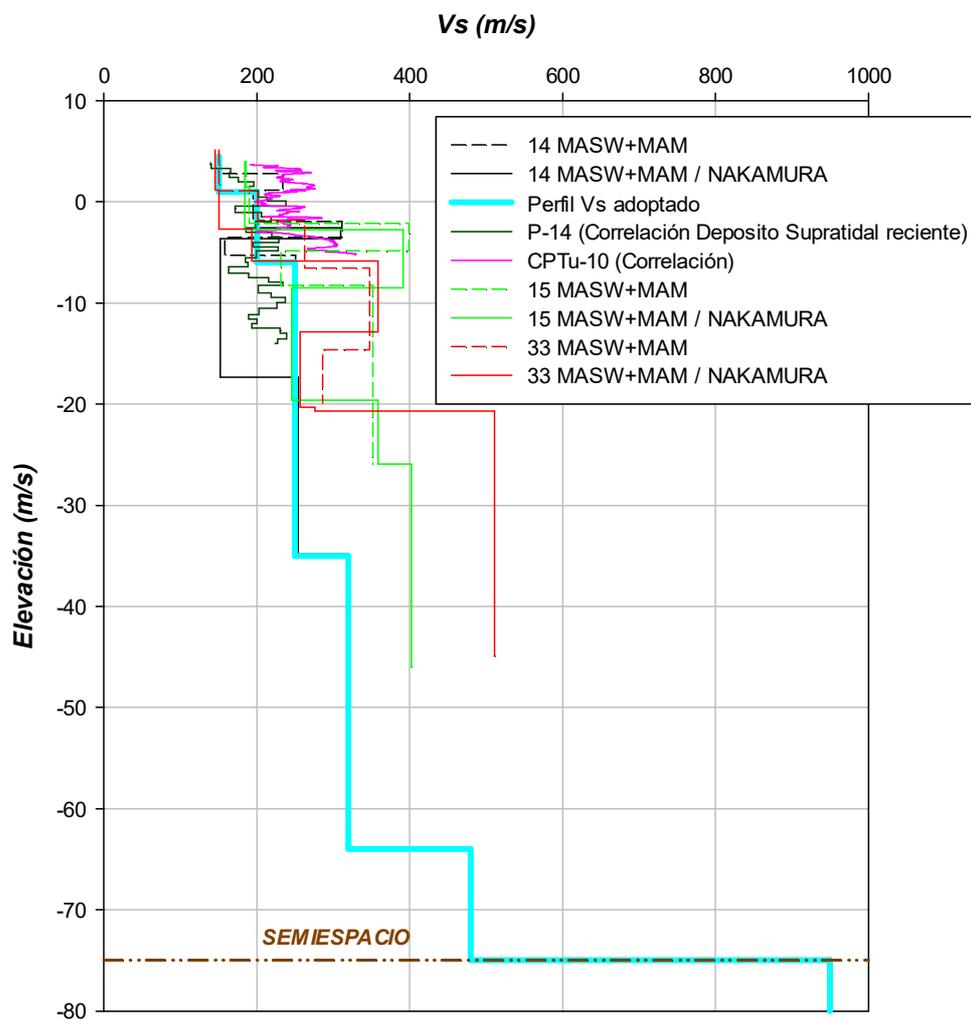


Figura 4.6 Perfil de velocidades de onda cortante medidos, estimado y seleccionado para los análisis de respuesta de sitio del sitio ARS3.

Fuente: Geoestudios, 2016.

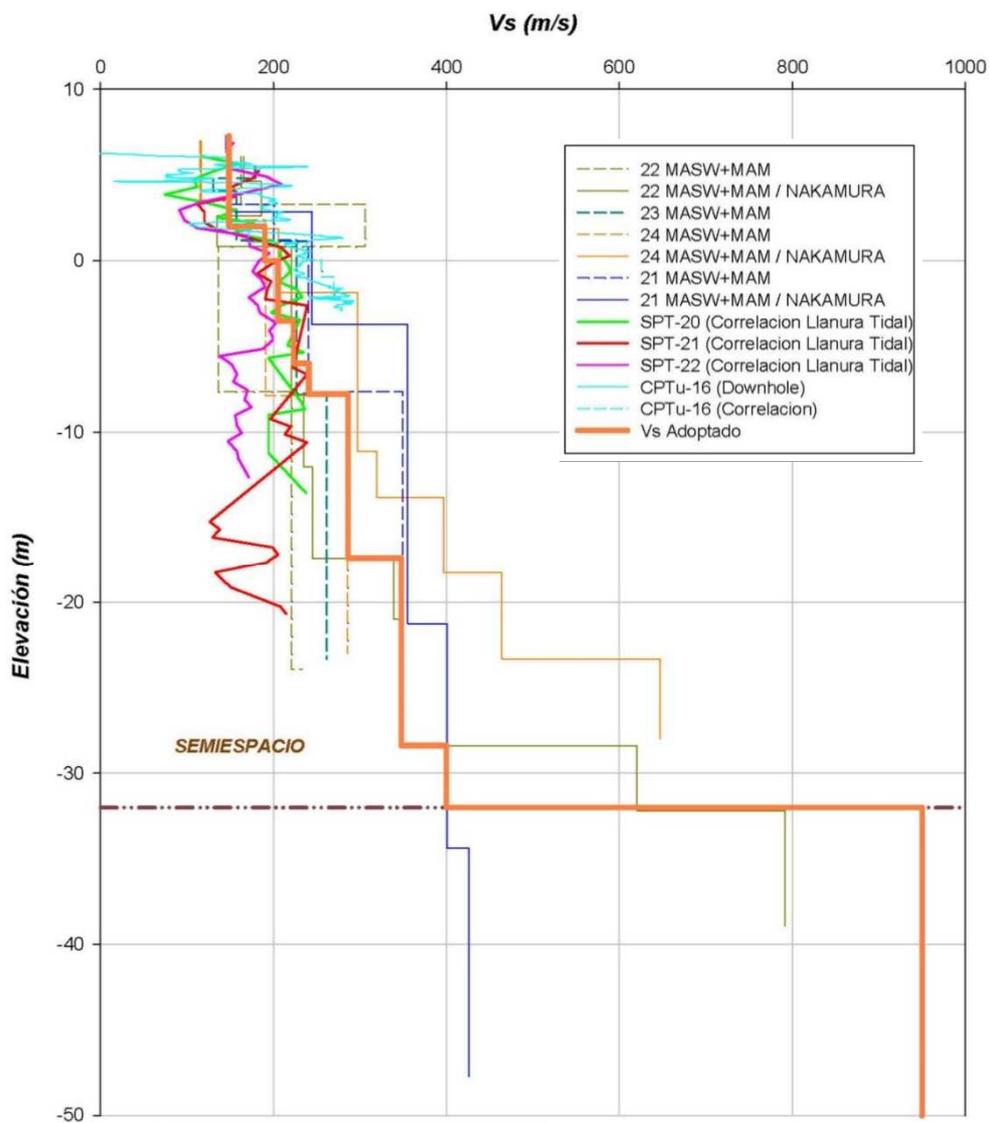


Figura 4.7 Perfil de velocidades de onda cortante medidos, estimado y seleccionado para los análisis de respuesta de sitio del sitio ARS4.

Fuente: Geoestudios, 2016.

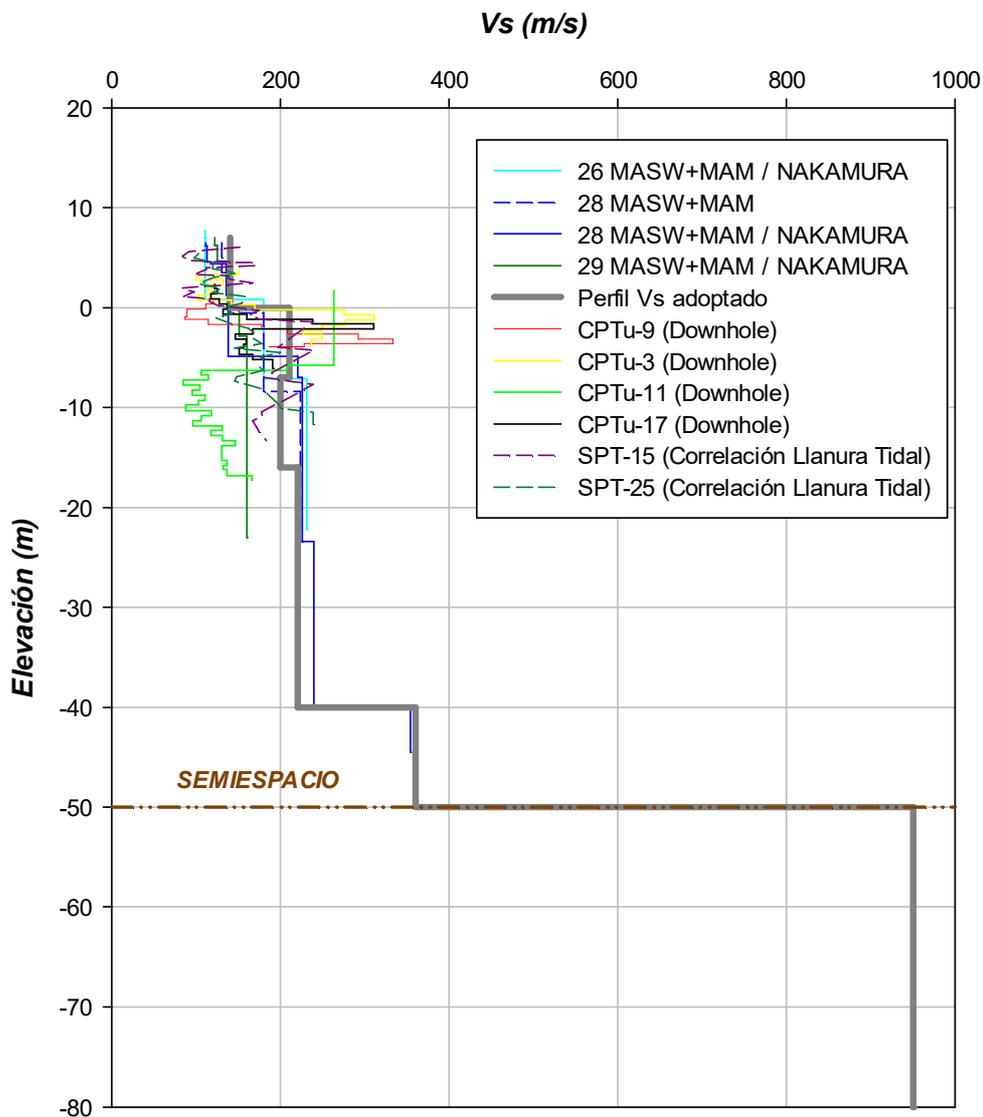


Figura 4.8 Perfil de velocidades de onda cortante medidas, estimadas y seleccionadas para los análisis de respuesta de sitio del sitio ARS5 y ARS6.

Fuente: Geoestudios, 2016.

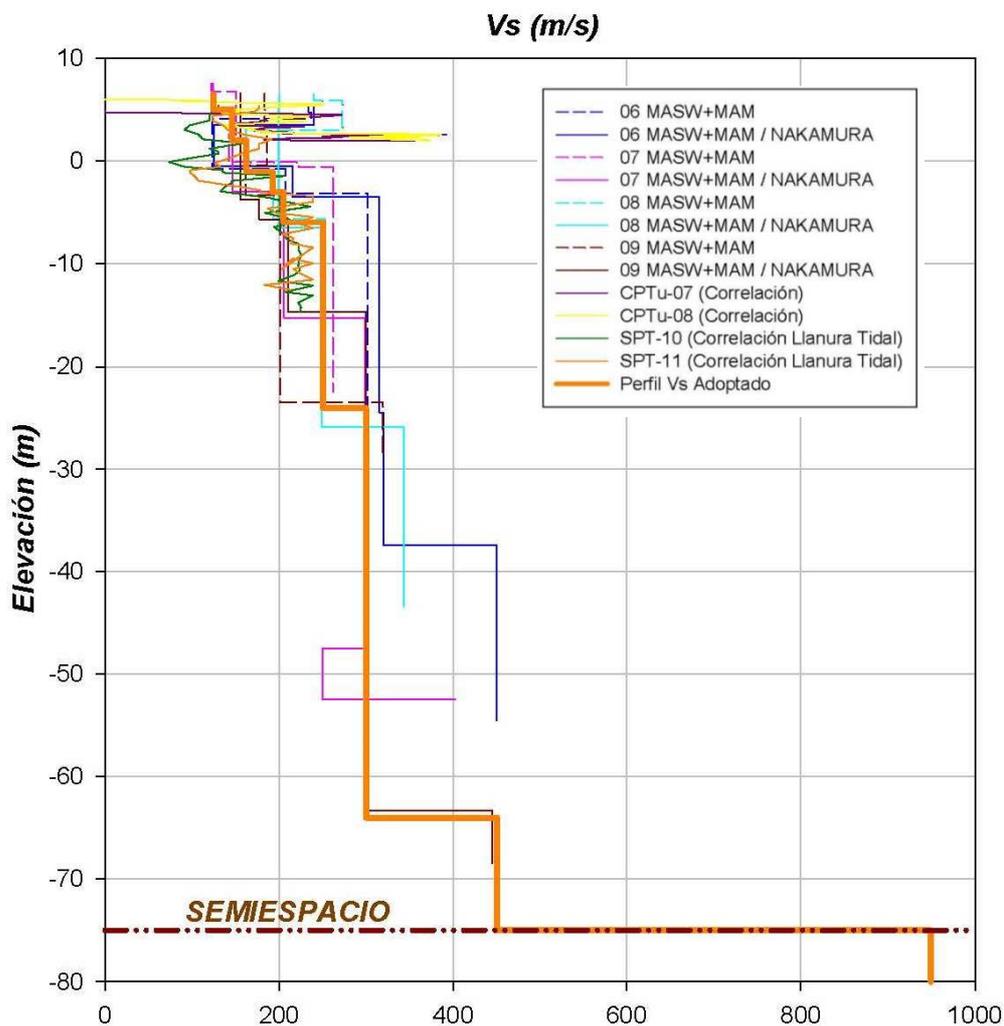


Figura 4.9 Perfil de velocidades de onda cortante medidos, estimado y seleccionado para los análisis de respuesta de sitio del sitio ARS7.

Fuente: Geoestudios, 2016.

Se ha considerado el semiespacio a la profundidad a la cual los valores de V_s superan los 950 m/s, valores que

corresponden a geomateriales de gran rigidez que se clasifican como roca de rigidez media

Establecida la profundidad del semiespacio se ha calculado el periodo elástico del perfil de suelo mediante la formulación establecida en la sección 10.5.2 inciso de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS. La expresión matemática es la siguiente:

$$T_e = 4H/V_s \quad (\text{ec. 4.1})$$

Donde:

T_e : Periodo elástico del suelo

H : Profundidad hasta la ubicación del semi espacio

V_s : Velocidad de onda cortante promedio

Para el cálculo de T_e se consideraron los perfiles adoptados que se detallan anteriormente, respectivamente para los cuales se logró determinar el periodo elástico de cada sitio evaluado.

4.4.2. Evaluación de las características geotécnicas del subsuelo y determinación de las curvas de degradación de la rigidez y amortiguamiento histerético.

Conocida la tipología de los materiales existentes en el sitio se ha recurrido a la literatura existente para seleccionar los modelos para la generación de las curvas de degradación de la rigidez y amortiguamiento histerético. A continuación, se detalla los modelos considerados para cada geomaterial.

4.4.3. Arenas

Las curvas dinámicas para el relleno granular encontrado superficialmente se generaron a partir de modelo de Menq (2007) el cual solicita como parámetros de entrada el coeficiente de uniformidad, la tasa entre esfuerzos horizontales y vertical (K_0), el número de ciclos de carga (N) y el diámetro medio (D_{50}).

Dado que en el software usado para la generación de las curvas se da únicamente hasta el 1% de la deformación por corte, las curvas fueron extendidas hasta del 10% de deformación por cortante considerando un factor de seguridad de reducción según Phillips y Hashash (2009).

4.4.4. Arcillas/Limos

La generación de las curvas dinámicas para los geomateriales limosos se realizó con base en el modelo propuesto por Darendeli (2001). Este modelo requiere como parámetros de entrada el índice de plasticidad (IP), la relación de sobre consolidación (OCR), el número de ciclos de carga (N) y la frecuencia (f).

Dado que en el software usado para la generación de las conforma únicamente hasta el 1% de la deformación por corte, las curvas fueron extendidas hasta del 10% de deformación por cortante considerando un factor de seguridad de reducción según Phillips y Hashash (2009).

4.4.5. Arcillolita

Para la conformación de las curvas de degradación del módulo de rigidez al cortante y amortiguamiento de la lutita se usó el modelo propuesto por Schnabel. (1971) para roca.

4.5. Análisis de respuesta dinámica de sitio

4.5.1. Selección de los registros sísmicos en roca compatibles sismológicamente con la demanda sísmica, según la desagregación del peligro sísmico

A partir del espectro de peligro uniforme obtenidos de la evaluación del PSHA para 475 años de periodo de retorno. Se realizó la selección de sismos compatibles con dicho espectro.

Los sismos seleccionados fueron descargados de la página del Centro de Desarrollo de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER, por sus siglas en inglés).

La base de datos del NGA-West2 (software perteneciente al PEER) incluye un gran conjunto de movimientos de tierra registrados en terremotos corticales superficiales en todo el mundo en los regímenes tectónicos activos.

La base de datos cuenta con uno de los conjuntos más completos, incluyendo diferente medida de la distancia, varias caracterizaciones de sitio, los datos de origen terremoto, etc.

Para la selección de los registros sísmicos en roca se establecieron como parámetros de búsqueda el rango de magnitudes de momento (M_w) y la distancia a la falla con la finalidad de conseguir sismos cuyas características sean similares a las determinadas del análisis PSHA.

Con esta información se filtraron los sismos, finalizando el proceso con la selección de 8 registros cuyos parámetros se presentan en Tabla XIV para 475 años de periodo de retorno.

En la figura se presenta a manera de ejemplo los registros tiempo historia y los parámetros sísmicos de un registro sísmico seleccionado para los análisis de respuesta de sitio para dicho periodo de retorno. Los resúmenes de las características y registros tiempo historia de los demás sismos seleccionados se presenta en los Anexos.

Tabla XIV. Resumen de sismos seleccionados

Motion	Earthquake	Station	#name	Mechanism	PARAMETROS PARA LOS SISMOS ESCALADOS						Mw	R aprox. (km)	V300 (m/s)
					PGA [g]	PGV [cm/s]	Tm [sec]	Tp [sec]	D5-95 [sec]	Ia [cm/sec]			
	Expected values (Median)				0.51	23.85	0.37-0.67	0.12-0.66	14.4-40.9	247-1507			
	2001.5 PERU	MONQUEGUA	Monquegua EW	5	0.50	24.93	0.54	0.44	35.95	284.90	8.4	60	
Monquegua NS			0.22	29.94	0.55	0.66	30.94	247.25					
	1985 CHILE	LILILEO	Lilileo ID	5	0.68	37.35	0.37	0.22	35.95	1506.80	7.8		
Lilileo 300			0.47	29.45	0.37	0.14	40.88	981.05					
	Ecuador 2016-04-16	AMNTO	AMNTO-E	5	0.40	55.44	0.67	0.18	16.69	247.51	7.8	73	
AMNTO-N			0.94	64.87	0.56	0.24	14.40	730.20					
	TECOMAN 2009-01-22	MANZ	MANZ E	5	0.69	59.72	0.40	0.14	16.11	837.49	7.6	50	
MANZ N			0.35	44.72	0.66	0.12	18.01	253.31					

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

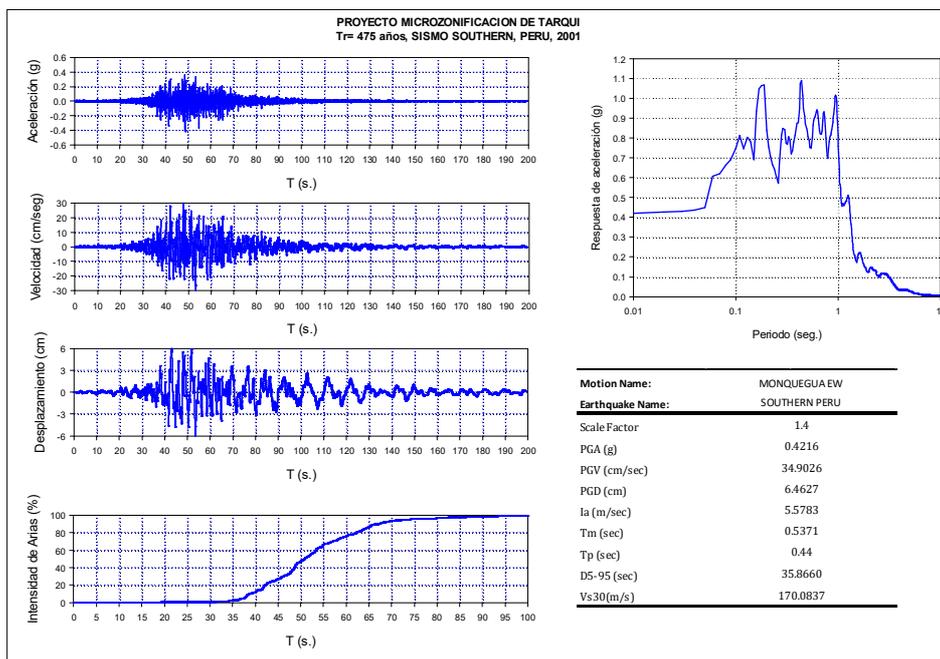


Figura 4.10 Registros tiempo historia y parámetros dinámicos de uno de los sismos considerados para el análisis correspondiente a 475 años de periodo de retorno (PEER, Centro de Desarrollo de Ingeniería Sísmica del Pacífico).
Fuente: Geoestudios, 2016.

4.5.2. Análisis de la media de los sismos seleccionados en roca y comparación con el espectro de peligro uniforme para la demanda sísmica seleccionada

En la figura debajo se presenta la compatibilidad conseguida entre la media de los registros correspondientes a los 8 registros seleccionados y el espectro de peligro uniforme del PSHA para $T_r = 475$ años.

Como se puede observar la aceleración espectral para PGA se aproximó de buena forma con la media de los registros. También se logró un ajuste muy bueno para periodos superiores a 0.1 s.

En la figura debajo se ha incluido los espectros correspondientes al sismo del 16 de Abril del 2016 (16A2016) registrados en la Estación Manta, como puede apreciarse del análisis realizado puede concluirse que este sismo correspondería a un sismo raro (10% de probabilidad de excedencia en 50 años) esto debido a la gran similitud que existe entre la media de los registros seleccionados y los espectros de las dos componentes horizontales del sismo 16A2016.

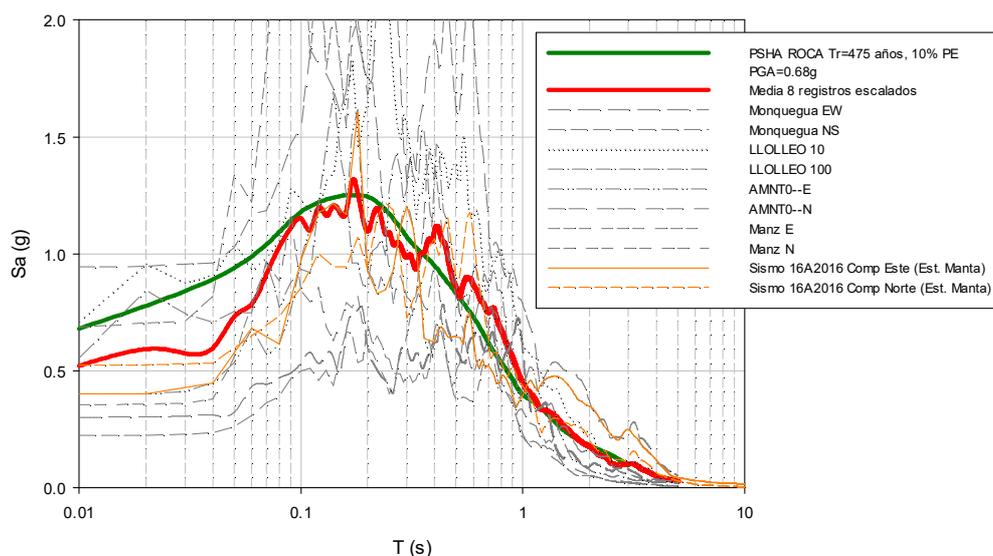


Figura 4.11 Compatibilidad entre la media de los registros

correspondientes a los 8 registros seleccionados y el espectro de peligro uniforme del PSHA para $T_r = 475$ años.

Fuente: Geoestudios, 2016.

4.5.3. Caracterización y conformación de modelos de análisis de respuesta de sitio

Establecidos los perfiles de velocidades de onda cortante y la profundidad del semiespacio para cada modelo se conformó el perfil de suelo compuesto capas de geomateriales de espesores variables.

Los pesos volumétricos considerados estuvieron entre 15 KN/m^3 y 18 KN/m^3 .

Los valores de V_s considerados en las Tablas Posteriores son los presentados como perfiles de V_s adoptados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** a **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** hasta la profundidad del semiespacio.

A partir de los valores de V_s y los pesos volumétricos se establecieron los módulos de rigidez al corte.

La selección de los registros sísmicos en roca compatibles sismológicamente con la demanda sísmica, según la desagregación del peligro sísmico se realizará a partir del espectro de peligro uniforme obtenidos de la evaluación del PSHA para 475 años de periodo de retorno:

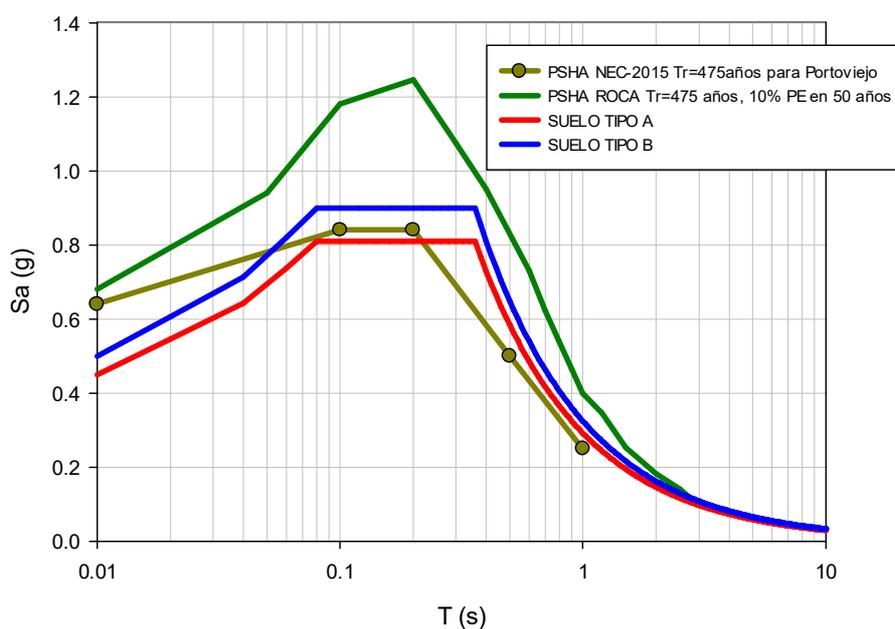


Figura 4.1 Sismos para el desarrollo del proyecto integrador.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Los sismos seleccionados fueron descargados de la página del Centro de Desarrollo de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER, por sus siglas en inglés). La base de datos del NGA-West2 (software perteneciente al PEER) incluye un gran conjunto de movimientos de tierra registrados en terremotos corticales superficiales en todo el mundo en los regímenes

tectónicos activos. La base de datos cuenta con uno de los conjuntos más completos, incluyendo diferente medida de la distancia, varias caracterizaciones de sitio, los datos de origen terremoto, etc.

Para la selección de los registros sísmicos en roca se establecieron como parámetros de búsqueda el rango de magnitudes de momento (M_w) y la distancia a la falla con la finalidad de conseguir sismos cuyas características sean similares a las determinadas del análisis PSHA. Con esta información se filtraron los sismos, finalizando el proceso con la selección de 8 registros para 475 años de periodo de retorno.

Tabla XV. Selección de 8 registros.

Motion	Earthquake	Station	#name	Mechanism	PARAMETROS PARA LOS SISMIOS ESCALADOS					Mw	R aprox. (km)	Vs30 (m/s)
					PGA (g)	PGV (cm/s)	Tm (sec)	Tp (sec)	DS-95 (sec)			
	Expected values (Median)				0.51	23-65	0.37-0.67	0.12-0.66	14.4-40.9	247-1507		
	2001 S.PERU	MONQUEGUA	Monquegua EW	S	0.30	24.93	0.54	0.44	35.85	284.60	8.4	60
			Monquegua NS		0.22	29.94	0.53	0.65	36.04	247.22		
			Llolleo 10		0.88	27.35	0.37	0.22	35.95	1508.80		
	1985 CHILE	LLOLLEO	Llolleo 100	S	0.47	29.45	0.37	0.14	40.88	981.05	7.8	
	Ecuador 2016-04-16	AMNTO	AMNTO-E	S	0.40	55.44	0.67	0.18	16.63	247.51	7.8	73
			AMNTO-N		0.94	64.87	0.56	0.24	14.40	730.20		
	TECOMAN 2003-01-22	MANZ	MANZ E	S	0.69	59.72	0.40	0.14	16.11	837.49	7.6	50
			MANZ N		0.35	44.72	0.66	0.12	18.01	253.31		

Fuente: Geoestudios, 2016.

A continuación, se presentan a manera de ejemplo los registros tiempo historia y los parámetros sísmicos de un registro sísmico seleccionado para los análisis de respuesta de sitio para dicho periodo de retorno.

4.5.4. Estimación de la respuesta de sitio mediante algoritmos

Para estimar la respuesta dinámica de sitio, considerando como demanda los eventos sísmicos con 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, se utilizó el algoritmo Deepsoil (Hashash, Y.M.A., 2016) el cual evalúa la respuesta en sistemas discretizados, homogéneos, visco-elásticos de extensión infinita, considerando la propagación de ondas de corte viajando en sentido vertical.

Este algoritmo, mundialmente utilizado y validado con casos reales, utiliza la solución continua de la ecuación de onda (Kanai, 1951) adaptándolo para el uso de movimientos transitorios por medio del algoritmo de la Transformada de Fourier, FFT: Fast Fourier Transform Algorithm (Cooley and Tukey, 1965).

La no linealidad del módulo cortante y el amortiguamiento es considerado a través de las propiedades lineales equivalentes (Idriss y Seed, 1968; Seed e Idriss, 1970) utilizando un proceso iterativo con lo cual se obtiene el módulo y el amortiguamiento compatible con el nivel de deformación efectivo en cada capa o estrato de suelo.

4.5.5. Análisis numéricos en términos de esfuerzos totales y efectivos de repuesta de sitio

Establecidos los datos de entrada en Deepsoil se realizaron los cálculos para estimar la respuesta dinámica del perfil de suelo ante la ocurrencia de los sismos seleccionados.

La respuesta del perfil de suelo se ha obtenido en términos de espectros elásticos de aceleración y desplazamiento para un 5% de amortiguamiento estructural y mediante perfiles de valores máximos con la profundidad para la aceleración máxima, deformación máxima por cortante y esfuerzos cortantes máximos.

En la figura 4.13 se presenta la media de los espectros de aceleración de respuesta elásticos en campo libre para el 5% de amortiguamiento estructural, obtenidos para las componentes horizontales de los sismos para cada sitio evaluado para los análisis No Lineales obtenidos en Deepsoil en término de esfuerzos efectivos. En la figura 4.14 se presenta estos mismos resultados en término de espectros de desplazamientos.

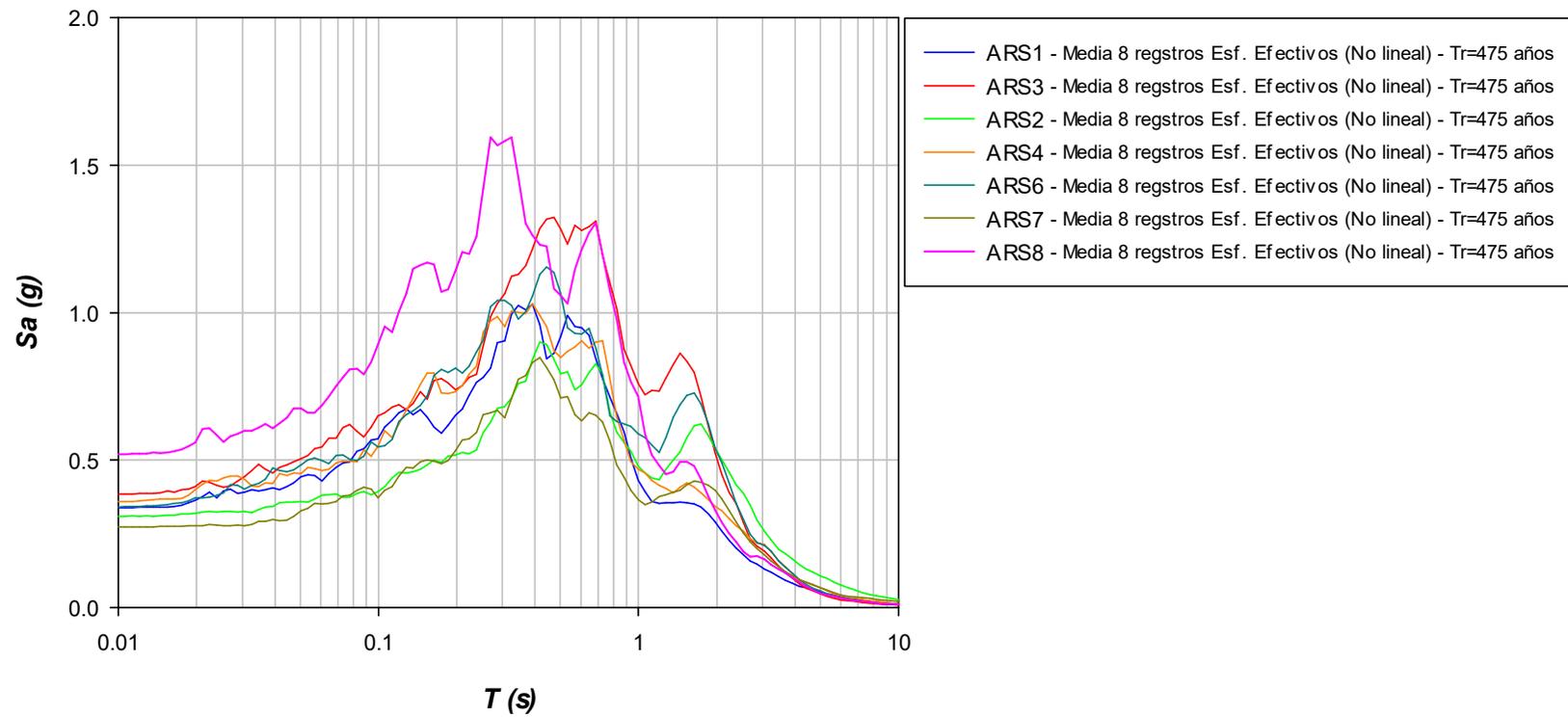


Figura 4.12 Espectros de aceleración de respuesta, elásticos en campo libre para un 5% de amortiguamiento estructural obtenido en Deepsoil en término de esfuerzos efectivos para 475 años de periodo de retorno.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

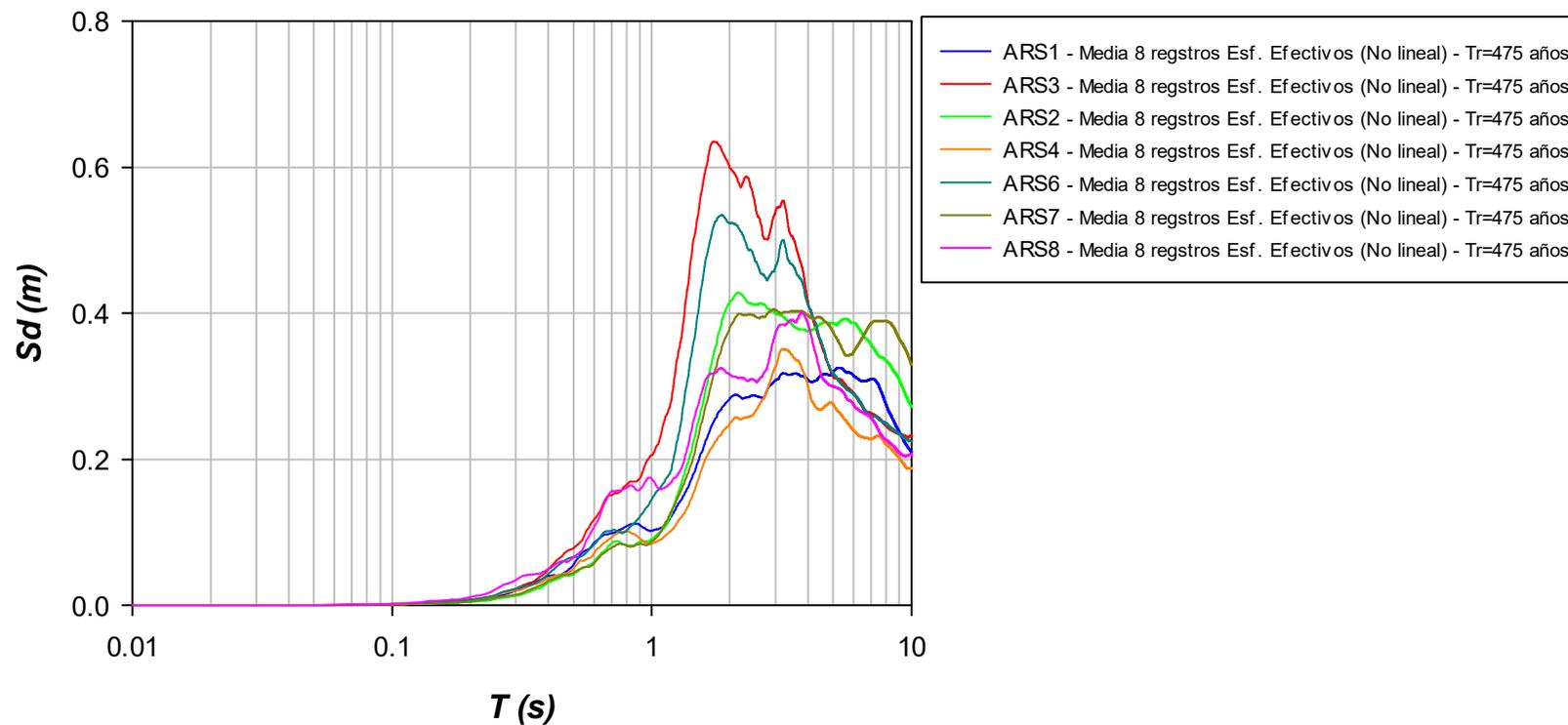


Figura 4.13 Espectros de aceleración de respuesta, elásticos en campo libre para un 5% de amortiguamiento estructural obtenido en Deepsoil en términos de esfuerzos efectivos para 475 años de periodo de retorno Finalmente, para cada ARS se calcularon los valores de P.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

CAPÍTULO 5

LICUACIÓN DE LOS SUELOS POR MÉTODOS EMPÍRICOS

5. Licuación de los suelos por métodos empíricos

En las últimas décadas han ocurrido varios sismos que provocaron asentamientos y deformaciones del suelo de una manera desigual, por ejemplo, en algunos sectores los daños visualizados son más graves o más notables que en otros sectores, esto puede explicarse por varios factores, puede ser caso de falla estructural por ejemplo mal detallamiento, o análisis estructural, o asentamiento del suelo.

Uno de los factores que vamos a tratar en este capítulo que es el fenómeno de licuefacción de suelos, que causa grandes deformaciones en suelos arenosos, por lo que el suelo pierde sus propiedades mecánicas, pierde gran porcentaje de su resistencia ante los esfuerzos de corte o cizallamiento, cuando se somete a carga cíclica o de impacto y esta masa de suelo se deforma hasta que los esfuerzos de corte que actúan son tan bajos como la resistencia al corte reducido de la misma. (J. A. Sladen, 1985).

Este fenómeno ocurre en los suelos granulares y se ha comprobado que los casos más importantes son los que ocurren antes de los 15 o 19 metros de profundidad. (Boulanger & Idriss, Soil Liquefaction During Earthquakes, 2008). La resistencia de los suelos granulares a licuarse depende de algunos factores, incluyendo el número de ciclos de carga,

densidad relativa, confinamiento, historia de esfuerzos, factores ambientales, entre otros.

En el sector de Tarqui se puede distinguir varios casos luego del sismo del 16 de abril, es como que se activara la falla al actuar una fuerza horizontal lo que produce aumento de los esfuerzos verticales, aumento de la presión de poros y aumento del esfuerzo total horizontal. (Boulanger & Idriss, Soil Liquefaction During Earthquakes, 2008).

La licuación produce varias fallas en los esqueletos del suelo, ya que se produce aumento de la presión de poros y por consiguiente decrece el valor de esfuerzo efectivo esto significa que el suelo de estado sólido pasa a estar en estado líquido viscoso perdiendo su capacidad portante, las fallas que se pueden producir son: volcanes de arena (sand boils), desplazamientos laterales, fallas de terreno, puede causar grandes asentamientos. El nivel de daño dependerá del grado de licuación y obviamente de la magnitud de cargas cíclicas que produce el sismo.

5.1. Análisis de estabilidad sísmica del subsuelo, determinando el potencial de licuación del estrato licuable y sus asentamientos.

Para establecer el potencial de licuación se va a utilizar las unidades sismológicas que se ha trabajado en la sección 1.1, es decir vamos a tener 7 unidades sismológicas donde vamos a encontrar los distintos valores de esfuerzos y también valores de resistencia de la columna de suelo analizada para así determinar los estratos críticos que provocan que los suelos pierdan su resistencia y provocar las pérdidas humanas además de causar gran impacto a la economía de un país.

Cada unidad sismológica contiene ensayos realizados, el objetivo será analizar los ensayos por separado y luego comprobar los valores calculados a través de gráficos para se pueda apreciar los distintos resultados, luego de esto se empezará a graficar los estratos críticos encontrados en los perfiles para poder establecer una solución adecuada para que los pobladores del barrio de Tarqui puedan construir con ayuda del plano de constructividad propuesto en este trabajo. Con cada ensayo se puede hacer investigaciones para determinar la licuación y poder evaluar cualitativamente utilizando información existente para el sitio. Y establecer el potencial de licuación como el factor de seguridad por ensayo. Las

exploraciones del subsuelo son útiles para este objetivo de establecer la existencia de licuación de suelos.

Este plano es de gran importancia debido que se va a poder establecer claramente la probabilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación de suelos, con esta ayuda los profesionales de la construcción deberán contar en su presupuesto de alguna obra civil en este barrio las soluciones que se deberían dar, por ejemplo, si en la U.S. 1 no existe probabilidad de licuación los ingenieros no deberán programar una solución ni tampoco contar esta solución en el presupuesto. Esto es un factor importante al hacer un ante presupuesto de un proyecto, ya que las soluciones para este fenómeno se llevan una buena parte del presupuesto de la obra y dependerá del espesor del estrato crítico.

En el sector de Tarqui se pudo observar a través de un recorrido por la zona más afectada de Manta, que pueden indicar que hubo efectos de licuefacción de suelos, como se puede apreciar en la Figura 5.1, que hubo problemas de resistencia del suelo y cambio en los niveles del subsuelo debajo de la calle.



Figura 5.1 Fotografía mostrando los efectos del fenómeno de licuación causados por el sismo del 16 de Abril.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

5.2. Desarrollo de los métodos para encontrar la probabilidad de licuefacción de los suelos.

Tenemos distintos ensayos que se realizan in situ, tales como el SPT, CPT, y ensayos de velocidad de onda cortante, estos ensayos nos permiten establecer mediante métodos empíricos el potencial de licuación de un suelo, se han hecho muchas investigaciones para llegar a encontrar correlaciones entre la licuación que ha pasado en el campo luego de un sismo y los métodos empíricos realizados por distintos autores. El método que se va a usar es el propuesto por Idriss & Boulanger (2007).

Para determinar el potencial de licuación se debe conocer el tipo de material del suelo, es decir conocer si el suelo está conformado por suelos granulares o suelos cohesivos.

5.2.1. Análisis para suelos granulares

Hay muchos autores que a través de investigaciones a lo largo de los años han podido demostrar casos de licuefacción. Ellos cogen los casos donde se produce y donde no se produce licuefacción de suelos, con el fin de encontrar correlaciones físicas, matemáticas, geotécnicas,

sísmicas, y otros factores que involucran un análisis de licuefacción.

Para evaluar el potencial de licuefacción en este capítulo se ha seguido el procedimiento propuesto por Idriss & Boulanger (2014) que a través de los resultados que nos da el ensayo SPT permita obtener un valor de CSR (relación de esfuerzo cíclico producido durante el sismo) y de CRR (relación de resistencia cíclica del suelo) con los que podemos hallar un factor de seguridad. Se debe tener en cuenta que el análisis se realiza para cada una de las muestras obtenidas a lo largo de toda la profundidad de la perforación.

Para poder realizar el análisis de licuefacción es necesario conocer los resultados de los ensayos realizados en la exploración del campo, y también que los análisis se realizan por ensayo. Estos datos obtenidos sirven para poder encontrar las distintas correlaciones hechas a través de varios análisis de los registros históricos.

Los datos generales necesarios para el cálculo de licuefacción dependerán del tipo de ensayo que se está

realizando, pero siempre se debe anotar estos datos ya que son importantes para el análisis.

- Será necesario tomar registro de la elevación o cota de la superficie de terreno donde se va a realizar la perforación mecánica para poder establecer de manera correcta el estrato crítico
- Registrar el tipo de equipo utilizado para realizar el ensayo, con todas sus características y corrección de energía que descarga el martillo.
- También se deben registrar los datos que nos da el ensayo empleado en este caso por ser un ensayo SPT se deben tomar registro del número de golpes cada 45 cm de perforación
- Para saber qué tipo de suelo se encuentra en la columna este ensayo nos proporciona de manera más clara el tipo de suelo, dándonos las propiedades del suelo.

Como lo hemos establecido en el punto anterior, el ensayo SPT nos permite conocer qué tipo de suelo se encuentra puntualmente donde se realiza el ensayo. Esto es necesario

para determinar el procedimiento se debe seguir con el fin de encontrar el potencial de licuefacción. Para determinar qué tipo de suelos nos podemos ayudar con las gráficas que se encuentran en el capítulo 1.1 o en el Anexo E, que nos da la textura de suelo.

Los datos que se deben obtener para determinar el tipo de suelo son los siguientes:

- Realizar un análisis granulométrico con el fin de separar los granos gruesos y los granos finos. Para esto se utilizan tamices de cierta medida, para determinar que un suelo es fino debe pasar más del 30% de la muestra el tamiz #200, en caso de no cumplirse esto se trataría de un suelo granular. Con este paso determinamos el porcentaje de fino (pasante del tamiz #200) y verificar los suelos granulares para los cuales se describirá el siguiente tratamiento. Cuando se trata de suelos finos se debe seguir otro tratamiento como el propuesto por Idriss & Boulanger (2008). Se descarta las muestras que estén por arriba del nivel freático debido que no existe

el esfuerzo producido por la presión de poros y por consiguiente no se produce licuefacción.

- Dato importante son los parámetros sísmicos es decir se debe conocer la magnitud de momento (M_w) y aceleración sísmica o aceleración máxima horizontal (PGA) del sismo de diseño. En tal caso de disponer de un análisis de respuesta de sitio como el que proponemos en el capítulo 4 del presente trabajo de grado, se puede utilizar el valor calculado de PGA, sino se puede utilizar lo que propone la NEC-2015.

5.2.1.1. Procedimiento de cálculo de la relación de esfuerzo cíclico (CSR).

La razón de esfuerzo cíclico (Cyclic Stress Ratio – CSR) inducido por el sismo, a una dada profundidad, es calculada usando el método de (Seed & Idriss, 1971):

$$CSR_{M,\sigma'_v} = 0.65 \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \frac{a_{\max}}{g} r_d \quad (5.1)$$

Donde:

CSR, σ'_{vCSR} para una magnitud M y esfuerzo de sobrecarga vertical efectivo σ'_v

0.65 Factor de reducción de los esfuerzos producidos por la carga cíclica generada por el sismo. Se explica más adelante.

σ_v Esfuerzo de sobrecarga vertical total

σ'_v Esfuerzo de sobrecarga vertical efectivo

α_{max} Aceleración horizontal pico en el terreno como coeficiente de la gravedad (PGA).

r_d Coeficiente de reducción de esfuerzo calculado por la siguiente ecuación:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M] \quad (5.2)$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \quad (5.3)$$

$$\beta(z) = 0.106 - 0.118 \sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \quad (5.4)$$

Donde:

M Magnitud de momento del sismo

z Profundidad desde el nivel de terreno en metros

El sismo induce esfuerzos cíclicos en series de tiempo y que incluye el número de ciclos a distintas resistencias, los efectos de perjuicio de las series de tiempo irregulares dependen del número de ciclos y de la magnitud de cada ciclo. Varios estudios han mostrado que la irregularidad de las series de tiempo puede ser aproximada a un esfuerzo cíclico uniforme en su serie de tiempo con un equivalente número de ciclos uniformes que depende de la amplitud de esfuerzos cíclicos uniformes. Consecuentemente se propuso representar el esfuerzo cíclico inducido por el sismo utilizando un valor representativo igual a 65% del pico de esfuerzo cíclico. (Seed & Idriss, 1971).

El valor de factor de reducción de esfuerzo cíclico cortante inducido por el sismo es importante para una verdadera evaluación de la probabilidad de licuación en los suelos. La sismicidad produce esfuerzos cortantes cíclicos y estos esfuerzos lo largo de la acción del sismo son normalizados como una medida del esfuerzo efectivo inicial normal del suelo teniendo como resultado es el valor del CSR tomado

en campo y que es inducido por el sismo. (Cetin, y otros, 2004).

El valor de reducción de esfuerzos (r_d) se lo utiliza en la ecuación para modelar de una manera realista las condiciones del suelo, es decir, ya que el suelo es un esqueleto deformable y no un cuerpo rígido. Los esfuerzos cuando se modela un cuerpo rígido van a ser mayores comparados con los esfuerzos de un cuerpo deformable ya que este último tiene la capacidad de absorber parte de esa energía que produce el sismo. El factor r_d utilizado en el documento es propuesto por Idriss (1999) a través de varias investigaciones y usa una relación de profundidad, es decir que este valor dependerá de la profundidad que se encuentre el estrato y también de la magnitud de momento. Se escogió el método de Idriss para encontrar el factor de r_d

5.2.1.2. Procedimiento de cálculo de la relación de resistencia cíclica del suelo (CRR).

La relación de resistencia cíclica se la puede obtener de ensayos de campo, pero estos requieren que se utilicen técnicas de muestreo especiales ya que se deben tomar

muestras congeladas es decir no alteradas, lo que implica aumento en el presupuesto de la obra, produciendo algunas veces que los ensayos no se realicen y ya que calcular la resistencia del suelo ante los efectos cíclicos de un sismo es un factor muy importante. Debido a esto se han desarrollado correlaciones semi-empíricas entre los valores de CRR tomados en campo con los resultados de los CRR de los ensayos tomando como referencia a los casos históricos donde se presentó licuefacción. Los ensayos que se realicen en campo para desarrollar las correlaciones son SPT y CPT. La efectividad de los resultados de las correlaciones dependerá del grado de confianza de los ensayos realizados in situ, que reflejan la resistencia a cargas cíclicas.

Se utilizará el método propuesto por Idriss & Boulanger (2004) en esta sección para calcular el CRR, que es la mínimo esfuerzo cíclico cortante admisible del suelo, se puede hacer una referencia con el diseño estructural de un edificio cuando se obtiene el valor de resistencia admisible y que este valor tiene que ser menor a la carga que actúa sobre ese elemento ya sea viga o columna, en este caso para comprobar que existe licuación se compara con el valor de CSR obtenido en la sección 5.2.1.1.

Hay que tener en cuenta para realizar estos cálculos se normaliza la muestra obtenida por el SPT. El dato obtenido del ensayo SPT como los números de golpes, dato muy importante para los cálculos de licuefacción en conjunto con la densidad relativa, se deben estandarizar a muestras ideales de arenas limpias, por lo que el valor de N_{60} tiene que pasar por algunas correcciones antes de ser utilizado en la ecuación de CRR. La ecuación para calcular la CRR es la siguiente:

$$CRR_{M,\sigma'_v} = CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1} \cdot MSF \cdot K_\sigma \quad (5.5)$$

Donde:

CRR_{M,σ'_v} CRR corregida para una magnitud M y esfuerzo de sobrecarga vertical efectivo σ'_v

$CRR_{M=7.5,\sigma'_v=1}$ CRR normalizado a una magnitud $M=7.5$ y esfuerzo de sobrecarga vertical efectivo $\sigma'_v=1$ atm. Se lo calcula por medio de la siguiente expresión:

$$\mathbf{CRR}_{M=7.5, \sigma'_v=1} = \mathbf{exp} \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right) \quad (5.6)$$

En la ecuación (4.6) debemos hallar el valor idealizado de nuestro caso de estudio para la resistencia cíclica, mediante esta fórmula obtenido a través de varios análisis. Se logró expresar el CRR para una magnitud de momento (Mw) igual a 7.5 y un esfuerzo vertical efectivo de 1 atmósfera. Con el fin de obtener mi CRR para la magnitud de sismo que se está estudiando, en este caso es un Mw= 7.8.

MSF: Factor de magnitud de escala utilizado para tener en cuenta los efectos de duración (es decir, el número y las amplitudes relativas de los ciclos de carga). Se lo calcula con la siguiente ecuación:

$$\mathbf{MSF} = \mathbf{1} + (\mathbf{MSF}_{\max} - \mathbf{1}) \left(\mathbf{8.64exp} \left(-\frac{\mathbf{M}}{\mathbf{4}} \right) - \mathbf{1.325} \right) \quad (5.7)$$

Donde:

MSF Factor de escala de magnitud

M Magnitud de momento del sismo

MSF_{max} Factor de escala de magnitud máximo, calculado por:

$$\mathbf{MSF_{max} = 1.09 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{31.5}\right)^2 \leq 2.2} \quad (5.8)$$

Donde:

(N1)_{60cs} (N1)₆₀ corregido por contenido de finos

El valor de factor de factor de magnitud de escala (MSF) es utilizado para contar los efectos de duración en la activación del fenómeno de licuación, tales como el número y amplitudes relativas de las cargas cíclicas. (Boulanger & Idriss, CPT and SPT based liquefaction triggering procedures, 2014).

Este valor se lo modificó desde el mismo trabajo de Idriss & Boulanger (2008) tomando en cuenta valores obtenidos de (1) relaciones basadas en ensayos de laboratorio entre el CRR y el número de cargas cíclicas uniforme equivalente, (2) correlaciones del número de cargas cíclicas uniforme equivalente y la magnitud del sismo.

Para obtener el valor de MSF se necesitan otros valores como lo demuestra la ecuación (4.7), se involucra un valor de MSFmax que toma en cuenta los valores que nos entrega el ensayo SPT y CPT. Como se puede ver en la ecuación (4.8) el valor máximo de factor de escala de magnitud del sismo dependerá del número de golpes que se obtiene del ensayo SPT pero ya idealizado para arenas limpias de finos (N60cs) lo que veremos en siguientes secciones de este capítulo como poder hallar este dato que es necesario para el análisis debido que se necesita una idealización entre todas las muestras analizadas a través de los registros históricos. El valor de MSFmax no debe ser mayor a 2.2.

Una vez calculado el MSF max, se lo ingresa en la ecuación (4.7) en conjunto con la magnitud del terremoto (M_w) y se obtiene el valor de MSF.

K_σ Factor de corrección por esfuerzo de sobrecarga vertical efectivo.

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right) \leq 1.1 \quad (5.9)$$

Donde:

σ'_v Esfuerzo de sobrecarga vertical efectivo

P_a Presión atmosférica de 1 atm. equivalente a 101 kPa

C_σ Coeficiente calculado por medio de la siguiente expresión:

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55\sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0.3 \quad (5.10)$$

Donde:

$(N_1)_{60cs}$ $(N_1)_{60}$ corregido por contenido de finos.

El coeficiente C_σ se puede limitar a su valor máximo de 0.3 restringiendo el valor de $(N_1)_{60cs} \leq 37$

Para obtener el CRR también es necesario encontrar el factor de corrección por sobre carga, K_σ . Este término sirve para ajustar el CSR o CRR a un valor común de esfuerzo de sobrecarga efectivo.

Para encontrar el K_σ se necesita obtener un coeficiente, C_σ , que sirve para limitar los valores de N_{60cs} . Como se muestra en la ecuación (4.10) el valor de C_σ tiene que ser menor o igual a 0.3 impidiendo que el número de golpes corregidos sea mayor a 37.

Con estos valores ya podemos obtener el CRR_{M,σ'_v} , reemplazando en la ecuación (4.5) y encontrar el valor de resistencia a esfuerzos cíclicos.

5.2.1.3. Análisis del número de golpes para cálculo de licuación.

De los resultados de número de golpes (N) que se obtiene del ensayo SPT, es necesario hacer correcciones para disminuir la variabilidad de los resultados y ajustarlos a datos confiables para el análisis de licuefacción de suelos. Es por eso que se emplean varios coeficientes como lo indica la ecuación (4.11) para ajustar o estandarizar el valor N por distintos errores que se pueden dar durante la realización del ensayo.

$$N_{60} = C_E C_B C_R C_S N \quad (5.11)$$

Donde:

N_{60} NSPT corregido equivalente a 60 ciclos de carga

C_E Factor de corrección por energía del martillo calculado como:

$$C_E = \frac{ER_m}{60}$$

Donde:

ERm Energía entregada por el martillo en el ensayo

CB Factor de corrección por diámetro del taladro de sondeo

Diámetro de 65-115 mm. CB=1.0

Diámetro de 115 mm. CB=1.05

Diámetro de 200 mm. CB=1.15

(Skempton, 1986)

CR Factor de corrección por longitud de barra

Longitud de barra < 3 m CR = 0.75

Longitud de barra 3 – 4 m CR = 0.80

Longitud de barra 4 – 6 m CR = 0.85

Longitud de barra 6 – 10 m CR = 0.90

Longitud de barra 10 – 30 m CR = 1.00

(Youd et al. 2001)

Últimas investigaciones han demostrado los efectos que tiene la corrección por barra corta, ya que se sugiere que la energía que se transfiere en el segundo impacto es probablemente mayor que la del primer golpe. Otro supuesto

es que la longitud de barra corta tiene un pequeño efecto en la relación de energía (ER) calculado por el método de fuerza – velocidad. (Bray, 2005)

CS Factor de corrección por muestreador con o sin alineadores de muestra

Para muestreador de cuchara partida sin espacio para alineadores:

$$CS = 1$$

Para muestreador de cuchara partida con espacio para alineadores pero con los mismos ausentes:

$$CS = 11.1 \quad (N1)_{60} \leq 10$$

$$CS = 11 + [(N1)_{60}/100] \quad 10 \leq (N1)_{60} \leq 30$$

$$CS = 11.3 \quad (N1)_{60} \geq 30$$

N Número de golpes NSPT medidos en campo

La corrección de Cs es por el equipo que se usa al realizar el ensayo, si posee alineadores o no tiene espacio para los alineadores.

5.2.1.4. Corrección del número de golpes equivalente por presión de confinamiento

La resistencia a la penetración debe ser corregida al valor equivalente que se hubiera obtenido en una arena idéntica si el esfuerzo efectivo hubiera sido igual a 1 atmósfera.

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \quad (5.12)$$

Donde:

(N1)60 Número de golpes de SPT corregido por factores de energía y por presión de confinamiento o resistencia de penetración corregida.

C_N Factor de corrección por presión de confinamiento propuesto por Liao y Whitman (1986):

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.5} \leq 1.7; \quad (N_1)_{60} \leq 46 \quad 5.13$$

Donde:

P_a Presión atmosférica de 1 atm. equivalente a 101 kPa

σ'v Esfuerzo de vertical efectivo

(N1)60

N60 NSPT corregido equivalente a 60 ciclos de carga

Se usa la ecuación 4.13 para obtener el valor de factor de corrección de sobrecarga propuesto por Liao y whitman (1986) como un valor práctico y muy confiable para calcular el valor de la resistencia de penetración corregida que se halla a través de la ecuación 4.12

5.2.1.5. Ajuste por contenido de finos equivalente a arenas libre de finos

Las ecuaciones de CRR están diseñadas para su uso en arenas limpias. Es por esto que en los suelos que contienen finos como limos o arcillas el valor (N1)60 se debe corregir para el contenido de finos del suelo. Para entenderlo de mejor manera, se podría decir que el suelo que contiene finos es más resistente a la licuefacción que un suelo que no los contiene, y por lo tanto su número de golpes debería corregirse de tal manera que resulte en un valor mayor,

representativo de una mayor resistencia. La ecuación para la corrección por contenido de finos es la siguiente:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (5.14)$$

Donde:

$(N_1)_{60cs}$ $(N_1)_{60}$ corregido por contenido de finos

$(N_1)_{60}$ Resistencia a la penetración corregida por presión de confinamiento

$\Delta(N_1)_{60}$ Corrección por contenido de finos dada por la ecuación:

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1.63 + \frac{9.7}{FC+0.01} - \left(\frac{15.7}{FC+0.01}\right)^2\right) \quad (5.15)$$

Donde:

FC Porcentaje de contenido de finos

(Boulanger & Idriss, Soil Liquefaction During Earthquakes, 2008)

5.2.1.6. Índice de potencial de licuefacción (LPI)

El índice potencial de licuefacción predice el potencial de licuefacción que causa daño en las cimentaciones de las estructuras (Kun Li, Juang, & Andrus, 2005).

El índice se interpreta según los siguientes rangos, cuando el $LPI=0$ el riesgo de licuefacción es bien bajo, $0 < LPI < 5$ cuando el riesgo de daño en la superficie es bajo, $5 < LPI < 15$ riesgo de licuefacción moderado, si el valor de $LPI > 15$ se interpreta como valor alto riesgo de licuefacción (Iwasaki, 1978).

El enfoque que se le quiere dar a este factor es determinar la severidad del fenómeno de licuefacción que puede causar falla de superficie que induce licuefacción de suelos que se identifica cuando se manifiesta en la superficie como los volcanes de arena, desplazamientos verticales, asentamientos causados por el terremoto (Kun Li, Juang, & Andrus, 2005).

Para poder determinar el índice de potencial de licuefacción se hicieron las siguientes asunciones:

La severidad de licuación es proporcional al espesor de la capa licuable.

La severidad de licuación es proporcional a la cercanía de la capa licuable con respecto a la superficie del terreno.

La severidad de licuación es relacionada al factor de seguridad (FS) contra el inicio de la licuefacción, pero solo los $FS < 1$ contribuyen al incremento de la severidad.

Conceptualmente todas estas asunciones son válidas.

Ecuación propuesta por Iwasaki (1978) para calcular el índice de potencial de licuefacción, tomando en cuenta las asunciones propuestas:

$$LPI = \int_0^{20} (10 - 0.5z) \cdot F_L \cdot dz \quad (5.16)$$

Donde:

z Profundidad hasta el punto medio de la capa de suelo en metros

dz Incremento diferencial de la profundidad

F_L Factor de severidad calculado de la siguiente manera:

$$F_L = 1 - FS_{liq} \quad \text{para } FS_{liq} < 1$$

$$F_L = 0 \quad \text{para } FS_{liq} \geq 1$$

Estas relaciones se basan en la asunción 3.

Además, se considera que los efectos de licuefacción de suelos cuando suceden a más de 20 metros de profundidad no son considerados, desde el punto de vista que no producen daños de superficie. (Iwasaki, 1982)

Se usa un factor de peso $w(z) = 10 - 0.5z$, nombrado así por Iwasaki (1978), debido a las siguientes razones: (1) la tendencia lineal es considerada apropiada desde que no hay evidencia de apoyar el uso de ecuaciones de mayor orden, (2) La disminución lineal es una aplicación razonable de la segunda asunción antes mencionada, (3) el cálculo del potencial de licuefacción (LPI) debe ser calibrado con las observaciones de campo.

5.2.1.7. Factor de seguridad a la licuefacción (FS_{liq})

La razón entre la CRR y CSR representa el factor de seguridad a la licuefacción (Factor of Safety Against Liquefaction - FS_{liq}), factor que valora cuantitativamente la susceptibilidad del suelo a sufrir licuefacción. Un valor de FS_{liq} menor a uno es indicador de que el suelo es

susceptible a licuarse. La ecuación para el factor de seguridad a la licuefacción se muestra a continuación:

$$FS_{liq} = \frac{CRR_{M,\sigma'_v}}{CSR_{M,\sigma'_v}} \quad (5.17)$$

Donde:

FS_{liq} Factor de seguridad a la licuefacción

CRR_{M,σ'_v} CRR corregida para una magnitud M y esfuerzo de sobrecarga vertical efectivo σ'_v

CSR_{M,σ'_v} CSR corregida para una magnitud M y esfuerzo de sobrecarga vertical efectivo σ'_v

5.2.1.8. Índice de desplazamiento lateral (LDI)

Uno de los efectos de licuefacción de suelos que se presenta en la superficie de la tierra. La licuefacción puede llegar a producir grandes patrones de desplazamiento. En la Figura 5.2 se puede notar los desplazamientos laterales que provoca el fenómeno de licuefacción en el subsuelo, presentándose en la superficie del terreno como deformaciones laterales y la formación de volcanes de arena.

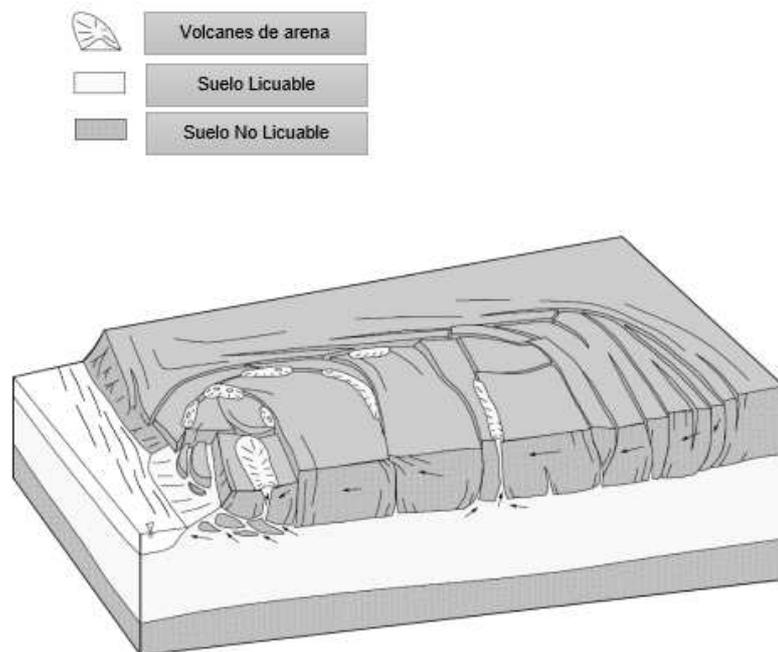


Figura 5.2 Deformaciones laterales producidas por licuefacción de suelos:
Fuente: Idriss & Boulanger, 2008.

Se hicieron distintos aportes para estimar el desplazamiento lateral del suelo cuando ocurre licuefacción, los cuales son:

- Estimar la deformación cortante permanente que se espera dentro de las zonas licuables y también de las no licuables si es requerido y luego integrar la deformación por cortante con la profundidad obtenida y así obtener el potencial de desplazamiento lateral de la superficie del suelo.

- Estimar desplazamiento de la superficie de terreno permanente mediante métodos o modelos empíricos.
- Registrar el desplazamiento permanente de la superficie del terreno mediante redes de bloques de análisis, en los cuales los desplazamientos son esperados que ocurran.
- Realizar un análisis detallado de comportamiento dinámico no lineal y post terremoto análisis no lineal estático

Estos aportes fueron utilizados para determinar el índice de desplazamiento lateral (LDI) (Idriss & Boulanger, 2008).

Para comenzar a determinar el LDI, usaremos un aporte general realizado por Seed y otros (1975), que se lo usó para calcular los desplazamientos en una presa de tierra.

$$\text{LDI} = \int_0^{z_{\max}} \gamma_{\max} \cdot dz \quad (5.18)$$

Donde:

LDI Índice de desplazamiento lateral

dz Incremento diferencial de la profundidad

γ_{\max} Deformación de cizallamiento máxima estimada con la siguiente ecuación:

$$\gamma_{\max} = \min \left(\gamma_{\text{lim}}, 0.035(2 - FS_{\text{liq}}) \left(\frac{1 - F_{\alpha}}{FS_{\text{liq}} - F_{\alpha}} \right) \right) \text{ para } 2 >$$

$$FS_{\text{liq}} > F_{\alpha} \quad (5.19)$$

$$\gamma_{\text{lim}} \text{ para } FS_{\text{liq}} \leq F_{\alpha} \quad (5.20)$$

Donde:

FS_{liq} Factor de seguridad a la licuefacción

γ_{lim} Deformación de cizallamiento limitante calculado como:

$$\gamma_{\text{lim}} = 1.859 \left(1.1 - \sqrt{\frac{(N_1)_{60cs}}{46}} \right)^3 ; 0 \leq \gamma_{\text{lim}} \leq 0.5$$

$$(5.21)$$

Donde:

$(N_1)_{60cs}$ $(N_1)_{60}$ corregido por contenido de finos

F_{α} Término de modificación de FS_{liq} calculado como:

$$F_{\alpha} = 0.032 + 0.69\sqrt{(N_1)_{60cs}} - 0.13(N_1)_{60cs}; (N_1)_{60cs} \geq 7$$

$$(5.22)$$

Donde:

(N1)60cs (N1)60 corregido por contenido de finos

En resumen, el índice de desplazamiento lateral se obtiene de la integración de las deformaciones laterales con respecto a la profundidad del ensayo, en este caso puede ser SPT o CPT.

Se muestra en el Anexo I, el cálculo del LDI para cada uno de los ensayos que se realizaron en la parroquia Tarqui.

5.2.1.9. Asentamiento vertical de re-consolidación post-licuefacción (S)

Desplazamiento vertical puede ser desarrollado en dos primeras formas: (1) asentamiento causado por re-consolidación de los suelos que sufrieron licuefacción y (2) desplazamiento vertical causado por deformaciones cortantes del suelo asociado al desplazamiento lateral. Se trabajará solo con los asentamientos causados por re-consolidación del suelo.

Para condiciones de tierra nivelada, la cantidad de asentamiento vertical de re-consolidación post-licuefacción (Post-liquefaction Reconsolidation Settlement – S) se puede calcular usando la deformación volumétrica de re-

consolidación que resulta cuando las presiones de agua en exceso se disipan.

A través de los procedimientos realizados por investigadores especializados en suelos, se llegó a establecer una relación entre la deformación volumétrica post-licuefacción y la máxima deformación cortante inducida durante el ensayo de cargas cíclicas no drenado de arenas limpias (Idriss & Boulanger, 2008). Se recomendó la siguiente relación para estimar la deformación volumétrica (Yoshimine, 2006).

ϵ_v Deformación volumétrica de re-consolidación post-licuefacción calculada como:

$$\epsilon_v = 1.5 \cdot \exp(-0.369\sqrt{(N_1)_{60cs}}) \cdot \min(0.08, y_{\max})$$

(5.23)

Donde:

$(N_1)_{60cs}$ $(N_1)_{60}$ corregido por contenido de finos

y_{\max} Deformación de cizallamiento máxima

Con la deformación volumétrica calculada post-licuefacción en cada uno de las capas de suelo de los ensayos, podemos

estimar el asentamiento que ocurre en la superficie en una dirección.

$$S_{v-1D} = \int_0^{z_{max}} \epsilon_v \cdot dz \quad (5.24)$$

Donde:

S_{v-1D} Asentamiento vertical de re-consolidación en una dimensión

dz Incremento diferencial de la profundidad

Las consecuencias de asentamiento por re-consolidación en una sola dirección dependerán de la distribución espacial de las zonas críticas (zonas que se espera licuefacción de suelos) y el tipo de estructura que se está evaluando.

5.3. Suelos finos

Para evaluar la susceptibilidad de licuefacción de las capas de suelos con partículas predominantemente finas (limos y arcillas) se utiliza el procedimiento de (Bray & Sancio, 2006).

Este procedimiento que propuso (Bray & Sancio, 2006), se lo fue mejorando a través de nuevas investigaciones, al principio se usaba la carta de plasticidad de Casagrande para predecir el

comportamiento de los suelos finos. En la carta de plasticidad se graficaba el índice de plasticidad con respecto al límite líquido que se obtenía de los ensayos de Atterberg.

Licuefacción de finos es típicamente manifestada como movilidad cíclica como licuefacción fluída, que resulta de la pérdida de resistencia del esfuerzo cortante debido al incremento de la presión de poros de los suelos saturados.

El criterio (Bray & Sancio, 2006) se puede establecer como un buen indicador de la susceptibilidad de licuefacción, pero debería verse como un índice de susceptibilidad de licuefacción más no como un criterio absoluto de licuefacción.

Para desarrollar el método se establecen límites entre límites de Atterberg [ASTM D 4318] comparándolo con contenido de humedad [ASTM D 2216] de las muestras tomadas por los ensayos.

Limos y arcillas de baja plasticidad puede ser susceptible a licuefacción si se encuentran en estado sueltas, y saturadas, consecuentemente la licuefacción es diferente de los resultados que se obtienen de arenas saturadas sueltas.

Se debe tener en cuenta que el análisis se realiza para cada una de las muestras obtenidas a lo largo de toda la profundidad de la perforación. Así mismo, en las muestras donde el contenido de finos (FC) determinado por medio del ensayo [ASTM D 422] demuestra que se trata de un suelo fino, es decir, un limo o una arcilla.

5.3.1. Evaluación de susceptibilidad de licuefacción de suelos finos (Bray & Sancio, 2006)

$$PI \leq 12 \text{ Y } \frac{w_c}{LL} > 0.85 \rightarrow \text{Susceptible}$$

$$12 < PI \leq 18 \text{ Y } \frac{w_c}{LL} > 0.8 \rightarrow \text{Moderadamente susceptible}$$

$$PI > 18 \rightarrow \text{No susceptible}$$

Donde:

PI Índice plástico

wc Contenido de humedad

LL Límite líquido

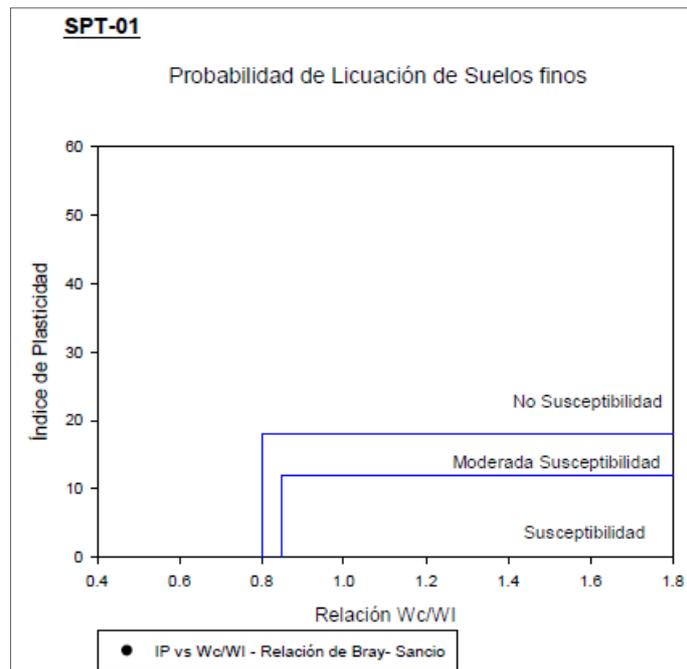


Figura 5.3 Gráfico propuesto por Bray & Sancio (2006).

Fuente: Bray & Sancio, 2016

5.4. Procedimiento para obtener el potencial de licuefacción de los suelos a través del ensayo CPT.

La susceptibilidad de licuefacción de los suelos es de gran importancia conocerla sobre todo para estructuras que se encuentran establecidas sobre suelos arenosos y limosos.

El ensayo de cono estático (CPT) es muy aceptado y confiable para realizar cálculos de licuefacción. Con ayuda de este ensayo se pudo establecer dos clases de licuefacción que se producen durante un sismo. Las dos clases son (1) cuando el esfuerzo vertical efectivo llega a alcanzar el valor de cero debido a las cargas cíclicas

que resulta que el suelo pierda su rigidez, se la conoce como licuefacción cíclica, (2) y licuación debido a deformación sostenida que resulta a una pérdida de esfuerzo cortante conocido como licuefacción fluída. (Robertson, 2010).

Previo a la realización del cálculo, es necesario llevar a cabo la exploración del subsuelo del sitio. Los datos obtenidos serán los datos de entrada para el cálculo posterior del análisis cuantitativo de potencial de licuefacción de la columna de suelo.

Para el determinar los factores que se necesitan para realizar los cálculos que se necesita para determinar las distintas correlaciones y relaciones hasta obtener el potencial de licuefacción, factor de seguridad de licuefacción, el índice de desplazamiento lateral, índice potencial de licuefacción y el asentamiento por re-consolidación de los suelos post-licuefacción.

Se debe normalizar los datos obtenidos del ensayo CPT, tales como la resistencia por punta y la resistencia por manga, el radio de fricción, obteniendo los valores normalizados de Q_t , F_r , I_c , B_q , valores que tienen la siguiente fórmula

$$Q_t = \frac{qt - \sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad (5.25)$$

$$Fr = \left[\frac{fs}{(qt - \sigma_{vo})} \right] * 100\% \quad (5.26)$$

$$Ic = [(3.47 - \log Qt)^2 + (\log Fr + 1.22)^2]^{0.5} \quad (5.27)$$

$$Qtn = \left[\frac{(qt - \sigma_{vo})}{Pa} \right] * \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (5.28)$$

$$n = 0.381 * Ic + 0.05 * (\sigma'_{vo}/Pa) - 0.15 \quad (5.29)$$

Qt: Factor de normalización de los datos que se obtiene de los ensayo CPT.

Fr: Radio de fricción normalizado

qt: Resistencia corregida total del cono estático

fs: Fricción por manga del CPT

Ic: Índice tipo de comportamiento del suelo

N: Exponente de esfuerzo que depende del Ic.

El procedimiento previo al cálculo, llevado a cabo durante la exploración del subsuelo, consiste en la realización de los sondeos CPT sobre los puntos de terreno designados en la fase de planeación.

Es importante así mismo determinar la magnitud de momento (M_w) y aceleración horizontal máxima (PGA) del sismo de diseño.

5.4.1. Evaluación de la susceptibilidad de Licuefacción fluída mediante CPT.

La licuefacción fluída requiere el ablandamiento del terreno mediante deformación sostenida y pérdida de resistencia, entonces la susceptibilidad de licuefacción fluída es controlada por la deformación de cortante no drenada.

A través de la historia se han visto que los suelos más susceptibles a licuefacción son las arenas de compacidad sueltas y arcillas con bajo índice plástico tienden a perder abruptamente la resistencia a pequeña deformación por cortante resultando baja resistencia de cortante no drenado.

Robertson & Wride (1998) sugieren un factor de corrección para normalizar la resistencia de cono en arenas limosas a arenas limpias de finos, usando la siguiente ecuación

$$Q_{tn,cs} = K_c * Q_{tn} \quad (5.30)$$

K_c Factor de corrección que es función de los granos del suelo, que depende del I_c .

I_c Índice tipo de comportamiento del suelo

$$K_c = 1.0 \quad \text{Si } I_c < 1.64$$

$$K_c = 5.581 * I_c^3 - 0.403 * I_c^4 - 21.63 * I_c^2 + 33.75 * I_c - 17.88$$

$$\text{Si } I_c > 1.64 \quad (5.31)$$

5.4.2. Evaluación de la susceptibilidad de licuefacción por cortante.

Estimar la resistencia cortante ($Su(liq)$) desde los casos históricos usando cálculos requieren muchas asunciones e idealizaciones.

$$\frac{Su(liq)}{\sigma'_{vo}} = \frac{[0.02199 - 0.0003124 * Qtn,cs]}{[1 - 0.02676 * Qtn,cs + 0.0001783 * (Qtn,cs)^2]}; \quad 0.03 < \frac{Su(liq)}{\sigma'_{vo}} < \tan\phi' \quad (5.32)$$

Cuando el suelo tiene comportamiento de arcilla, es decir predomina la arcilla, se debe ser una relación propuesta por Robertson (2010), que obtiene y ajusta el cálculo de radio de resistencia cortante con la siguiente ecuación propuesta:

$$\frac{Su(r)}{\sigma'_{vo}} = \frac{fs}{\sigma'_{vo}} = \frac{(Fr * Qtn)}{100} \quad (5.33)$$

Una vez realizados los pasos generales previos, se procede al cálculo, el cual fue realizado utilizando el software (CLiq, 2016).

5.5. Análisis de los resultados de licuefacción de suelos a través de ensayo de penetración estándar (SPT) y el ensayo que penetración de cono estático (CPT).

Cada ensayo realizado en la parroquia Tarqui nos ha dado un valor de factor de seguridad y de resistencia al cortante cíclico a través de las relaciones propuesta por los autores los cuales hemos seguido su metodología con el fin de determinar el potencial de licuefacción de los suelos de Tarqui.

El análisis se lo hará por unidad sismológica ya establecida anteriormente en el capítulo 1.1 en la sección 3.1. Debido al mapa de daños del Anexo R de los registros de daños que se pudieron constatar en la visita de campo, en donde se recorrió toda la parroquia con un plano de la misma marcando los lugares donde se producen los daños por diferentes causas.

5.5.1. Resultados de los análisis de licuefacción de la Unidad Sismológica 1

Los siguientes ensayos se usaron al realizar los análisis de esta unidad fueron los SPT 10 y el 11, incluyéndose los ensayos CPT 08 y el 07.

Los resultados de licuefacción nos muestran capas licuables superficiales, de espesor alrededor de 2 a 3 metros. No hay evidencia de problemas de licuefacción en esta unidad debido que es un área sin edificaciones, pero se tiene que considerar para posteriores construcciones

Sin embargo, al final de la U.S. 1 hemos encontrado una evidencia del fenómeno de licuefacción, cerca del puente que cruza el río Burro, en la calle E15, como se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..** En la parte izquierda se puede observar que no hay daños a la estructura del pavimento antes del terremoto ($M_w=7.8$), en la figura derecha se puede observar que con la acción de las cargas cíclicas que produjo el terremoto del 16A se deforma parte de la acera que se junta con el puente.

El ensayo geofísico N-07 que se encuentra más cerca de la zona donde se produjo la falla de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.,** nos permite conocer el tipo de suelo que existe en el área debido a que no se encuentra

ningún otro ensayo directo (SPT o CPT). Entonces según la NEC 2015, si un suelo tiene un $V_s < 180$ significa que es un tipo de suelo E, de mala calidad por lo consiguiente propenso al fenómeno de licuefacción.

Tabla XVI Se muestran los resultados para la U.S. 1.

Unidad Sismológica 1							
Ensayo	Elevación del Terreno (m)	NF (m)	Licuación	LPI	LDI (m)	S (m)	PGA
P-10	5.31	1.80	Sí	11.27	0.72	0.09	0.31
P-11	6.50	2.10	Sí	9.20	0.46	0.05	0.31
CPTu-07	4.86		Sí	0.01	0.013	0.002	0.31
CPTu-08	6.00	1.00	Sí	1.80	0.18	0.017	0.31
CPTu-12	4.61	2.80	Sí	4.50	0.36	0.03	0.38

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Gracias a este ensayo podemos decir que si existe licuefacción de suelos en la unidad sismológica 1.

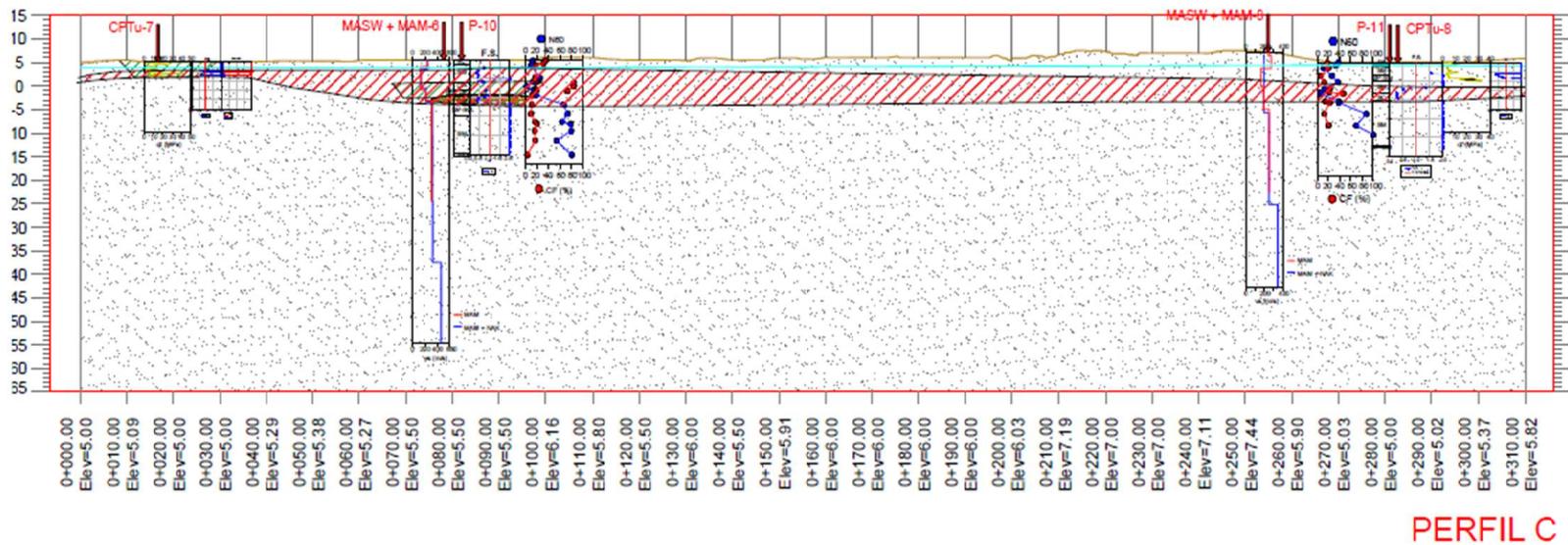


Figura 5.4 Tramo del perfil C, nos demuestra la capa licuable que se encuentra a lo largo del sector. La capa licuable fue estimada con los resultados de los ensayos SPT y CPT que se nombraron anteriormente cuyos resultados fueron descritos.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.



Figura 5.5 fotografía de inicio del puente que cruza el río Burro, donde se puede observar que no existe daño. (b) Luego del terremoto del 16A2016 se puede observar como se ha deformado la acera.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

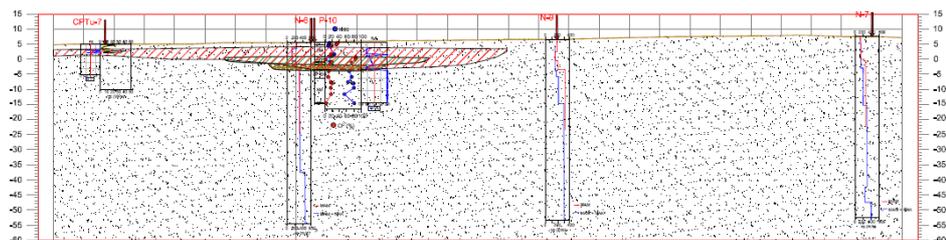


Figura 5.6 Tramo del Perfil B que se encuentra en la U.S. 1.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

5.5.2. Resultados de los análisis de licuefacción de la unidad sísmológica 2

En esta unidad se va a analizar los resultados obtenidos a través de las correlaciones y fórmulas. Estos resultados se obtienen a través de metodologías que se explicaron en secciones anteriores.

Esta zona predomina la arena por lo que está ubicada en la playa Tarqui, en el norte de la zona de estudio, aquí se encuentran varios ensayos con los cuales nos ayudaremos para poder identificar los lugares con más potencial de daño del sector.

Los resultados obtenidos a partir de los ensayos SPT y CPT que se presentan más adelante. Estos ensayos nos indican que sí existe licuación en la parte cercana a la playa, y así mismo como en la unidad 1, es una licuación superficial.



Figura 5.7 Se muestra el edificio de la policía que se encuentra en la U.S. 2, pero por fallas que se encontraron post-terremoto se tuvo que demoler.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Se obtuvieron dos áreas que se tienen distintos grados de probabilidad de licuación entre los resultados que dieron los ensayos alrededor del edificio, los ensayos muestran distintos niveles de licuación a distintas profundidades, lo que

haremos es un análisis por zonas y ver las edificaciones que sufrieron daños en el área.

Esta zona según **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** nos podemos dar cuenta que esto se encuentra en una zona de pendientes hacia el mar, debido que es propensa a pequeños deslizamientos diferenciales y asentamientos, se puede determinar que es una zona peligrosa para construir con métodos convencionales.

En la Figura 5.7, se observa que el edificio de unidad de policía comunitaria se tuvo que demoler por daños. Este edificio presentaba asentamientos diferencias post licuación, resultados que muestra el ensayo CPTu-10 en la Tabla XVII. Estos resultados con más detalle se muestran en el anexo D.

Debido a obtener arenas con número de goles bajos, su resistencia mecánica es pequeña, como lo demuestra la gráfica que se obtiene de la caracterización sección 3.1.1 del capítulo 3. El ensayo P-05 tiene arenas sueltas en una profundidad donde se esperaba que se tengan arenas muy densas o al menos medianamente densas.

En el anexo D, las gráficas de la U.S. 2 muestra estratos críticos de licuación, que tienen valores de factor de seguridad menor a 1, en varios ensayos se puede notar este problema que puede causar, con una actividad sísmológica posterior, grandes asentamientos, desplazamientos laterales y deformaciones.

El método de Idriss & Boulanger (2014) estableció relación entre el esfuerzo cíclico y la resistencia cíclica de los suelos, para que un suelo o estrato de suelo sea considerado como crítico tiene que tener valores de CSR (esfuerzo crítico por cortante) que valores de CRR (resistencia crítica por cortante). Esto se da porque se inducen grandes esfuerzos por cortante degradando la resistencia de los suelos, la capacidad portante y aumentando la presión de poros.



Figura 5.8 Muestras de licuación en la U.S. 1.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

El ensayo P-08 y el P-14 no dan resultados positivos de licuación, y tampoco se encontraron grandes evidencias en la zona alrededor del P-8, más sin embargo si se encuentran fallas alrededor del P-14 y resultados positivos de licuación en el CPTu-10 que se encuentran cerca del UPC que se describe anteriormente.

En ensayo CPTu-2 muestra grandes estratos que se licuan, de profundidades superficiales y un poco profundas a lo largo del ensayo, se encuentra en un lugar que no está habitado

pero que a futuro es necesario que no se construya sin haber hecho un buen mejoramiento de suelo.

Tabla XVII. Los resultados obtenidos en la unidad de estudios de licuefacción.

Unidad Sismológica 2							
Ensayo	Elevación del Terreno (m)	NF (m)	Licuación	LPI	LDI (m)	S (m)	PGA
P-3	3.34	0.8	Sí	11.65	0.26	0.05	0.51
CPTu-2	3.5	0.75	Sí	19.07	1.14	0.084	0.51
P-4	3.3	1.35	Sí	13.32	0.77	0.10	0.38
P-5	3.68	1.35	Sí	18.8	0.8	0.09	0.38
P-14	4.00	2.00	No	0	0	0	0.38
P-6	3.5	0.9	Sí	1.37	0.05	0.01	0.35
P-8	5.31	1.8	No	0	0	0	0.38
CPTu-4	3.65	1.00	Sí	0.42	0.055	0.006	0.38
CPTu-10	4	2	Sí	1.42	0.142	0.013	0.38

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.



Figura 5.9 Se muestran los ensayos que se encuentran en la U.S. 1.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

5.5.3. Resultados de los análisis de la unidad sísmológica 3

Esta unidad comprende parte del centro de Tarqui, y se encuentran los siguientes ensayos P-13, P-25, P-27, CPTu-5, CPTu-21, CPTu-19, a los ensayos de la empresa del ingeniero Javier Moreira no se le realizaron análisis de licuación, por ser ensayos de corta longitud y carecer de información, lo cual hacía muchas estimaciones y se podrían dar resultados no confiables.



Figura 5.10 Se muestra la unidad sísmológica 3, con los ensayos que se incluyen para el análisis de licuación.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Los resultados que dio el ensayo P-13, presenta que puede suceder licuación en un futuro sismo de magnitud de 7.5 en la escala de momento creciendo las posibilidades cuando es un evento sísmico de mayor magnitud. Las capas licuables son superficiales, siempre debajo del nivel freático, debido que para que ocurra licuación debe existir gran presión de poros producida por el agua que se encuentra en los espacios intersticiales de las partículas granulares de los suelos.



Figura 5.11 Edificio que quedó con daños graves. Hasta el momento del cierre del proyecto estaba inhabilitado.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Se puede observar distintos daños en esta unidad, esto es debido a la formación de los depósitos de suelo que a través del tiempo establecen la topografía del terreno. Siendo esta parte la más baja de Tarqui, por lo que está cerca del río burro y de la playa.

La pendiente del terreno ayuda que los depósitos que se desplazan desde la arcillolita que se encuentra en la parte Este del sector hasta la parte Oeste donde se encuentra el río Burro, por consiguiente, esta unidad se va encontrar daños potencialmente perjudicables a las edificaciones.

En la Figura 5.12 se la realizó mediante ortografía, es decir una foto que tiene propiedades de un plano y una foto.



Figura 5.12 Orto fotografía con el zoom hacia la unidad sismológica 3.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Tabla XVIII. Resumen de los resultados obtenidos de licuación mediante métodos matemáticos.

Unidad Sismológica 3							
Ensayo	Elevación del Terreno (m)	NF (m)	Licuación	LPI	LDI (m)	S (m)	GPA
P-13	4.5	2.2	Sí	15.37	0.98	0.1	0.51
P-26	5.0	2.10	Sí	15.17	0.47	0.07	0.51
P-27	7.77	3.05	Sí	2.41	0.02	0.09	0.29

CPTu-5	4.68	3.5	Sí	3.45	0.21	0.028	0.51
CPTu-21	6.75	2	Sí	2.88	0.076	0.024	0.38
CPTu-19	7.5	5.22	Sí	1.87	0.26	0.017	0.29

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

5.5.4. Resultados de los análisis de la unidad sismológica 4

Lo que se encuentra encerrado de color verde oscuro en la

FFigura 5.14 es la unidad sismológica 4 (U.S.), donde se puede observar los ensayos que se encuentran en el área,

así como también los tramos de perfil que pasan por el sector.

En la figura 5.13, se observa el sector de la unidad unos días después de ocurrencia del terremoto 16A mediante el uso de orto fotografía. Los triángulos azules son los daños y casas colapsadas que se encontraron en el sector, además se logró obtener el registro mediante una inspección visual realizada luego del terremoto, a fin de realizar una comparación con la herramienta que ofrece google, google maps.

En este sector existían edificios que se tuvo que demoler por el nivel de daño que presentaban, edificios como el hotel y centro comercial Navarrete, el gran Akí, etc.

La U.S. 4 hasta el momento de entregarse este proyecto todavía estaba en reconstrucción, comenzando por las tuberías y demoliendo edificaciones. Por esa razón todavía se puede verificar los daños que provocó el terremoto del 16A.

Con las inspecciones visuales y los resultados de licuefacción que se muestran en la Tabla XIX, se responde a la preguntas, ¿Por qué se tiene muchas edificaciones colapsadas y en otras partes no?.

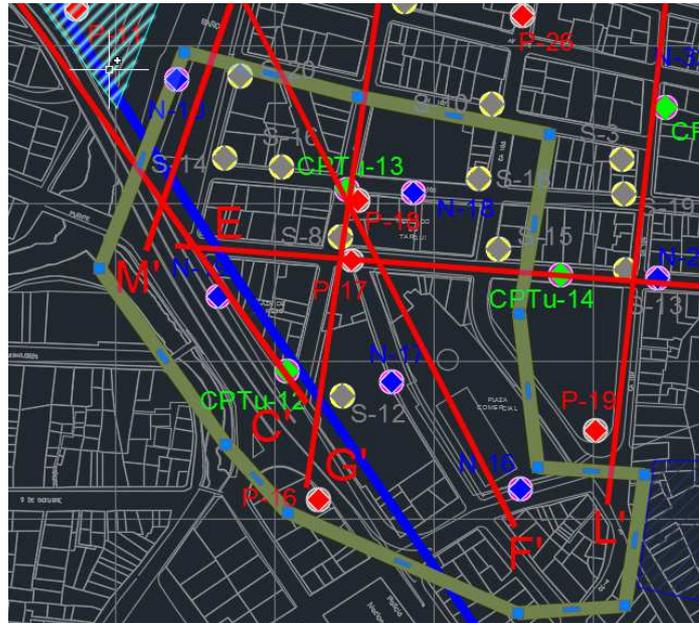


Figura 5.13 Se muestra la unidad sísmológica 4 en la ventana que se encuentra en la orto-fotografía. Zoom de 200%.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Los daños encontrados son muy severos en esta unidad, se ha puesto algunos ejemplos en la figura 5.13. Estos daños se observaron durante la inspección visual y se marcaron con un triángulo azul.

En la figura 5.13 se muestran las ubicaciones de donde se realizaron los ensayos, y en la Tabla XIX los resultados de licuefacción. Se observa que el resultado de P-18 tiene un valor de potencial de licuefacción (LPI) muy elevado, y se lo correlaciona con el daño que se produjo en el sector, un claro ejemplo es el colapso del edificio Navarrete, el más afectado en la zona.



FFigura 5.14 Implantación de la unidad sismológica 4, se presentan los ensayos y tramos de perfiles que se involucran en el sector.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.



Figura 5.15 Se observa edificio con daños en mampostería luego del terremoto.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Tabla XIX. Resumen de los resultados de licuación obtenidos para los ensayos mostrados en la tabla.

Unidad Sismiológica 4							
Ensayo	Elevación del Terreno (m)	NF (m)	Licuación	LPI	LDI	S	GPA
P-18	5.00	2.85	Sí	11.72	0.55	0.07	0.38
P-17	5.50	2.90	Sí	5.27	0.55	0.07	0.38
P-16	5.00	2.40	Sí	6.85	0.30	0.04	0.38
CPTu-13	4.73	1.50	Sí	2.17	0.26	0.02	0.38
CPTu-12	4.61	2.80	Sí	4.53	0.36	0.03	0.38

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.



Figura 5.16 Edificio colapsado luego del terremoto.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

5.5.5. Resultados de los análisis de la unidad sismológica 5

Unidad que se encuentra en el centro de Tarqui, abarcando la mayor parte del sector de estudio, llega hasta la zona de playa de Tarqui en el norte y a las colinas o cerros en el sur.

Se puede apreciar en la Figura 5.17, la ubicación de los ensayos que se utilizaron para los análisis de licuefacción de suelos. Estos ensayos se encuentran un dispersados en la parte centro – sur de la U.S. 5, pero en la parte norte no se encuentran ensayos.

Tabla XX. Resumen de los resultados que se obtuvieron en la U.S. 5

Unidad Sismológica 5							
Ensayo	Elevación del Terreno (m)	NF (m)	Licuación	LPI	LDI (m)	S (m)	PGA
P-19	11.60	2.10	Sí	6.78	0.21	0.03	0.52
P-20	7.00	4.25	No	0.00	0.00	0.00	0.29
P-21	5.90	1.20	Sí	8.09	0.28	0.04	0.29
P-22	6.02	3.00	Sí	14.57	0.94	0.11	0.29
CPTu-14	7.50	2.85	Sí	1.25	0.15	0.02	0.38
CPTu-15	8.00	1.30	Sí	6.65	2.49	0.05	0.52
CPTu-16	6.28	2.20	Sí	0.20	0.025	0.002	0.29
CPTu-23	10.00	1.43	Sí	3.37	0.42	0.013	0.52

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Puede observar en la Tabla XX que todos los ensayos analizados tienden a tener licuación de suelos, asentamientos post-licuación y desplazamientos laterales. Los ensayos que más potencial de licuefacción tienen son el P-22, P-21, que se encuentran cerca del centro de Tarqui. Cerca del ensayo P-21 se encontraba la Iglesia de Tarqui

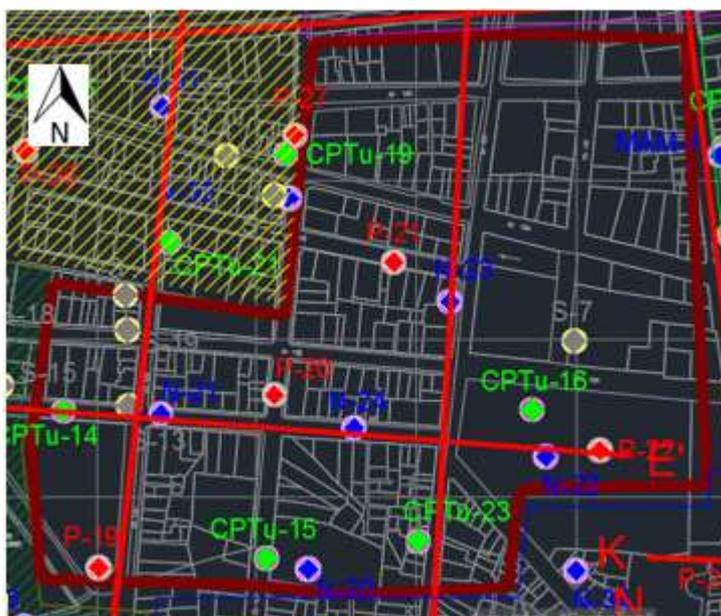


Figura 5.17 Ubicación de los ensayos que se utilizaron para obtener el potencial de licuación de la unidad sísmológica 5.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Esta unidad se encuentra en una zona baja, con depósitos coluviales recientes que inducen a tener mayor probabilidad de licuefacción de suelos. Tenemos ejemplos de edificaciones que colapsaron. La vivienda que se muestra en la Figura 5.19 se localiza por el ensayo CPT-15 y P-19, cuyos resultados demuestran que existe licuación en el sector. Lastimosamente no se puede establecer de qué manera se presentó la licuación o cual fue la verdadera causa de colapso de la estructura.



Figura 5.18 Se muestra los daños que se registraron durante la inspección visual realizada a la parroquia Tarqui.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Para encontrar más detalles por cada ensayo sobre los cálculos realizados se puede buscar en el Anexo K del proyecto. Para establecer la profundidad y el espesor de los estratos de suelos que tienden a fallar y a perder resistencia debido a que la acción del sismo activa el fenómeno de licuefacción. Se realizaron gráficas de factor de seguridad versus la profundidad como se muestra en el Anexo L.

Las gráficas que se obtienen a través de los análisis que se realizan a la información que nos proporciona los ensayos de campo dan como resultado para el ensayo SPT



Figura 5.19 Una de las casas que se tuvo que demoler debido a los daños estructurales.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

5.5.6. Resultados de los análisis de la unidad sísmológica 6

Tabla XXI. Resumen de los resultados de los ensayos que se encuentran en la U.S. 6.

Unidad Sísmológica 6							
Ensayo	Elevación del Terreno (m)	NF (m)	Licuación	LPI	LDI (m)	S (m)	PGA
FP-07	6.000	1.80 0	Sí	22.71	0.850	0.120	0.35
uP-15	7.000	2.00 0	Sí	2.46	0.100	0.010	0.41
eP-25	5.860	2.00 0	Sí	10.66	0.310	0.060	0.35
nP-28	7.500	1.15 0	Sí	6.6	0.38	0.04	0.41
tCPTu-03	7.500	3.00 0	No	0.000	0.003	0.000	0.41
CPTu-06	8.000	2.00 0	Sí	0.260	0.200	0.002	0.35
eCPTu-09	6.590	1.00 0	Sí	6.770	0.640	0.050	0.41
CPTu-11	7.000	1.00 0	Sí	9.800	1.160	0.090	0.41
CPTu-17	6.130	0.75 0	Sí	1.270	0.250	0.011	0.35
A CPTu-20	6.500	1.50 0	Sí	2.830	0.880	0.036	0.35

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Los ensayos que se encuentran en la unidad, marcan licuefacción en al menos un estrato de suelo, a excepción del ensayo CPT-03, que no marca licuefacción a lo largo de la columna de suelo ensayada.

El PGA de la unidad varía según el área y los resultados de los ensayos geofísicos. La máxima aceleración que se consigue en la U.S. 6 es la que se obtiene en los sectores

donde se encuentran los ensayos P-15, P-28, CPTu-03, CPTu-09, CPTu-11.

El índice de potencial de licuefacción de la unidad varía drásticamente debido a la distribución espacial de los ensayos, el valor mayor se obtiene en el ensayo P-07, que quiere decir alto probabilidad de daños en la superficie. Otros resultados se pueden ver en la Figura 5.20.

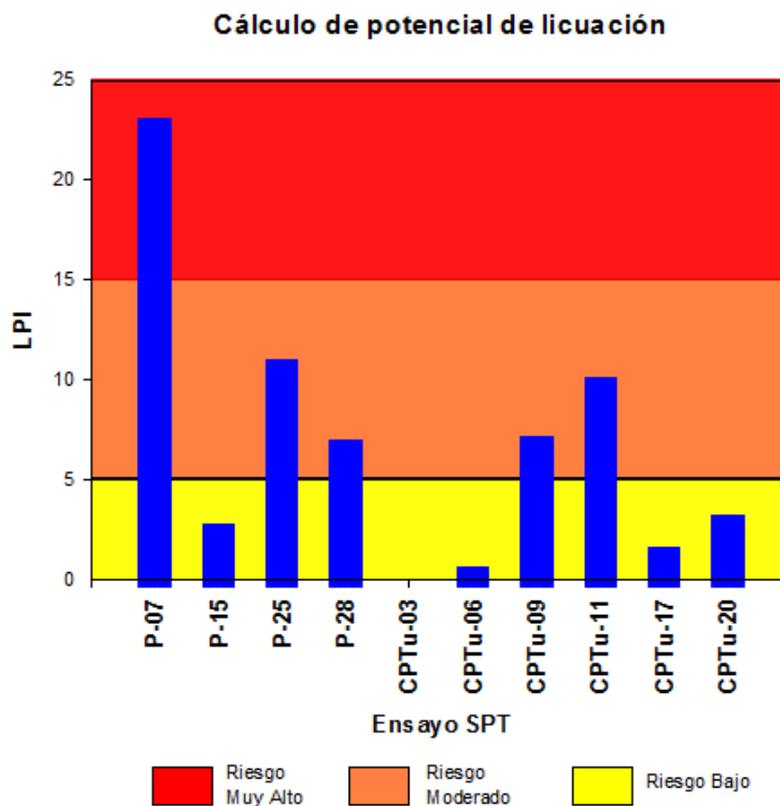


Figura 5.20 Índice de potencial de licuefacción.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

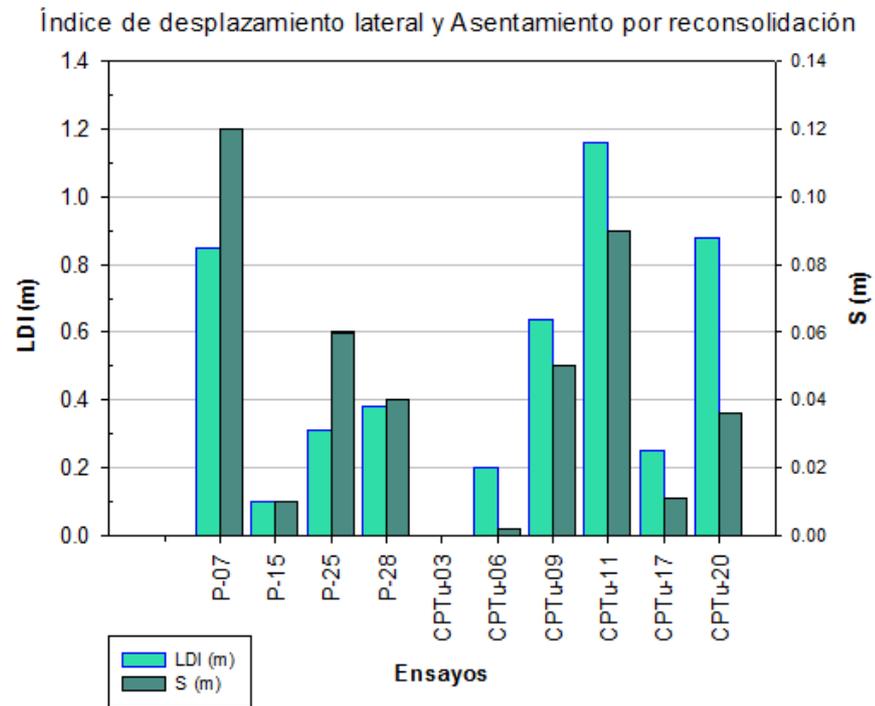


Figura 5.21 Índice de desplazamiento lateral y asentamiento por re-consolidación de la U.S. 6.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

5.5.7. Resultados de los análisis de la unidad sísmológica 7

Tabla XXII. Resumen de resultados de licuefacción

Unidad Sísmológica 7							
Ensayo	Elevación del Terreno (m)	NF (m)	Licuación	LPI	LDI (m)	S (m)	PGA
P-23	9.500	2.100	Sí	2.82	0.20	0.02	0.52
P-24	13.500	5.300	No	0.000	0.000	0.000	0.52
CPTu-18	9.500	1.000	Sí	0.340	0.179	0.003	0.52
CPTu-22	18.350	3.000	Sí	0.380	0.095	0.002	0.52
CPTu-24	7.610	2.300	Sí	11.600	1.000	0.080	0.41
CPTu-25	8.470	2.200	Sí	3.700	0.167	0.015	0.52

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

La unidad sísmológica 7 se caracteriza por estar en la zona de colinas, en la parte Sur siendo la zona más alta de Tarqui. Se encuentran laderas con pendiente mayor a 0 grados, lo que muestra incisos de probabilidad de deformaciones o desplazamientos laterales que se mide mediante el índice de desplazamiento lateral (LDI).

Mediante la Tabla XXII, la mayoría de los ensayos tienden a mostrar licuefacción de suelos, de los 6 ensayos que se realizaron 5 marcaron positivo a licuefacción y 1 marcó solamente negativo. Los resultados más desfavorables para la U.S.7 son los del sondeo CPTu-24, marcando un LPI de

11.60, factor que se encuentra en el rango de peligro moderado, según la interpretación que se le da al ensayo según Iwasaki (1982).

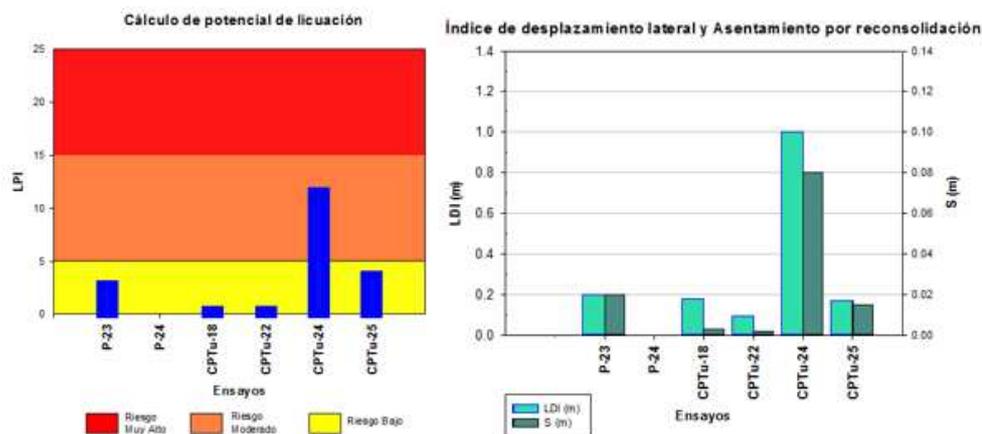


Figura 5.22 Gráfica de barras mostrando los resultados que se obtuvo de los ensayos realizados en la unidad sísmológica 7.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

5.6. Resumen de resultados global del estudio de licuefacción de suelos, mediante ensayos SPT y CPT.

Se obtuvieron distintos resultados para los distintos ensayos que se realizaron en la parroquia Tarqui.

Tabla XXIII. Resumen de los resultados que se obtuvieron para todos los ensayos SPT que se realizaron en Tarqui, Manta.

Ensayo	Elevación de Terreno (m)	Nivel Freático	PGA	Licuación	LPI	LDI (m)	S (m)
P-01	4.00	0.70	0.31	Sí	5.74	0.38	0.05
P-02	4.00	0.70	0.51	Sí	11.09	0.21	0.04
P-03	3.34	0.80	0.51	Sí	11.65	0.26	0.05
P-04	3.33	1.35	0.38	Sí	13.32	0.77	0.10
P-05	3.68	1.35	0.38	Sí	18.38	0.80	0.09
P-06	3.50	0.90	0.38	Sí	1.37	0.05	0.01
P-07	6.00	1.80	0.35	Sí	22.71	0.85	0.12
P-08	5.31	1.80	0.38	No	0.00	0.00	0.00
P-10	5.31	1.80	0.31	Sí	11.27	0.72	0.09
P-11	6.50	2.10	0.31	Sí	9.20	0.46	0.05
P-12	6.02	3.00	0.51	Sí	20.12	0.69	0.08
P-13	4.50	2.20	0.51	Sí	15.37	0.98	0.10
P-14	4.00	2.00	0.38	No	0.00	0.00	0.00
P-15	7.00	2.00	0.41	Sí	2.46	0.10	0.01
P-16	5.00	2.40	0.38	Sí	6.85	0.30	0.04
P-17	5.50	2.90	0.38	Sí	5.27	0.26	0.03
P-18	5.00	2.85	0.38	Sí	11.72	0.55	0.07
P-19	11.60	2.10	0.52	Sí	6.78	0.21	0.03
P-20	7.00	4.25	0.29	No	0.00	0.00	0.00
P-21	5.90	1.20	0.29	Sí	8.09	0.28	0.04
P-22	6.02	3.00	0.29	Sí	14.57	0.94	0.11
P-23	9.50	2.10	0.52	Sí	2.82	0.20	0.02
P-24	13.50	5.30	0.52	No	0.00	0.00	0.00
P-25	5.86	2.00	0.35	Sí	10.66	0.31	0.06
P-26	5.00	2.10	0.51	Sí	15.17	0.47	0.07
P-27	7.77	3.05	0.29	Sí	2.41	0.02	0.09
P-28	7.50	1.15	0.41	Sí	6.60	0.38	0.04

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.



Figura 5.23 Porcentaje de los ensayos que marcan y no marcan licuefacción de suelos.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

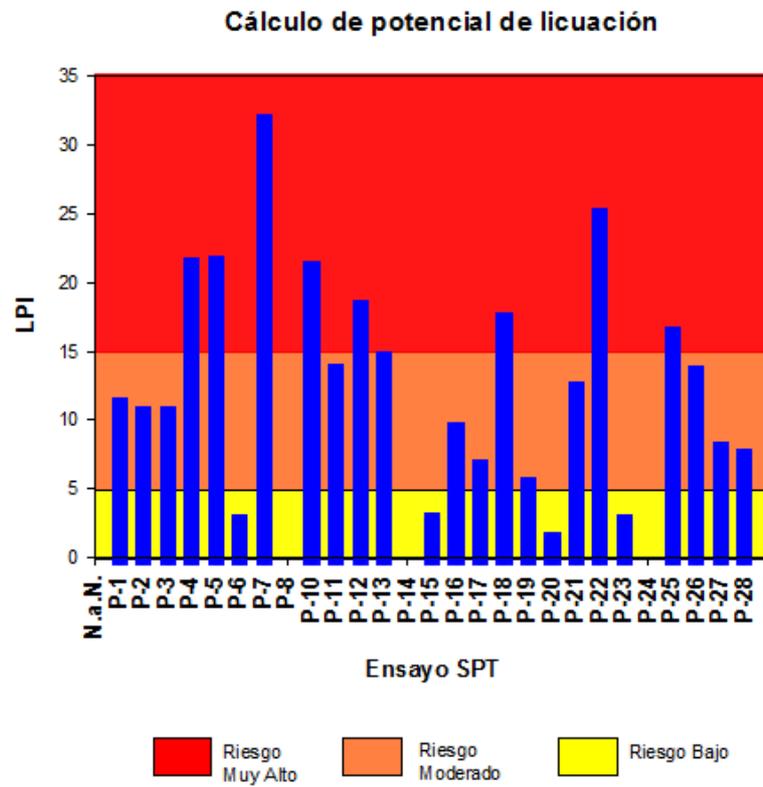


Figura 5.24 Cálculo del LPI por medio del ensayo SPT.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

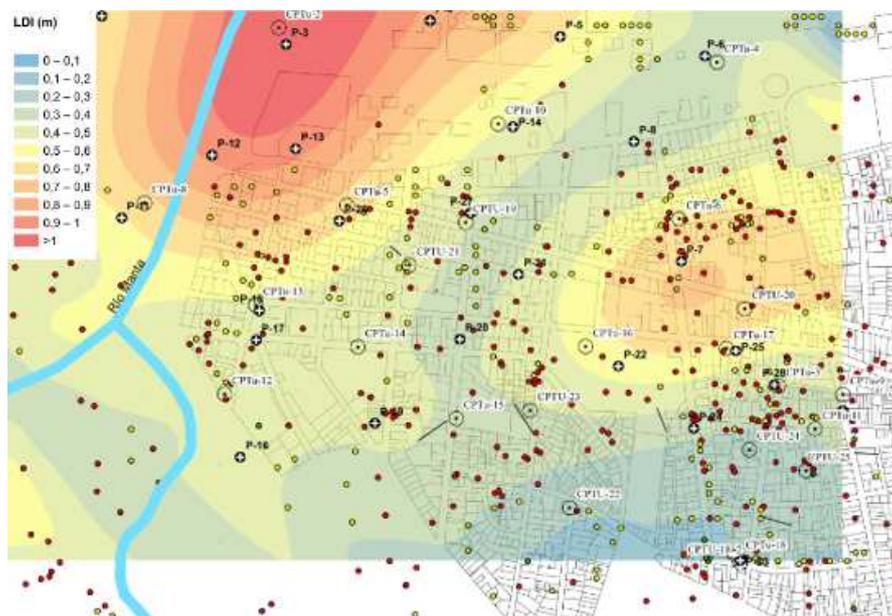


Figura 5.25 Mapa de Tarqui con los resultados de LDI obtenidos.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Índice de desplazamiento lateral y Asentamiento por reconsolidación

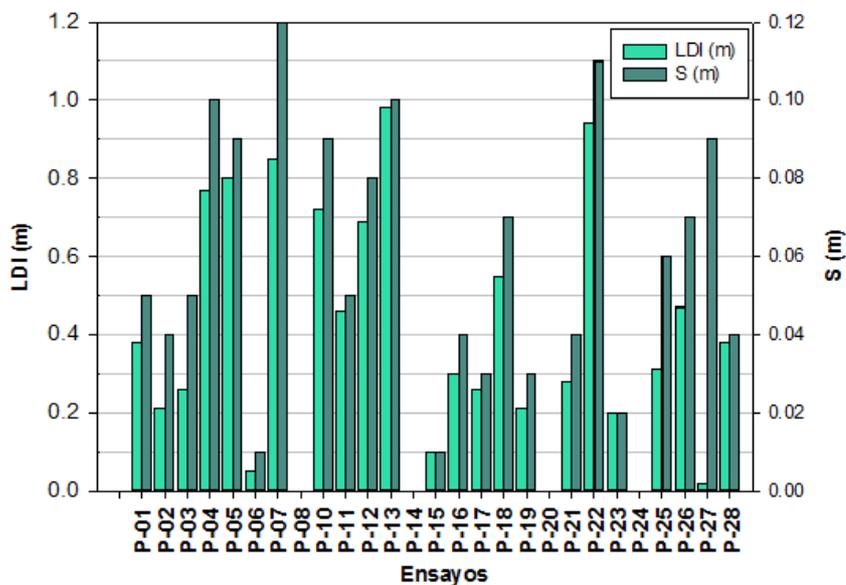


Figura 5.26 Resultados de LDI y S en metros.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Tabla XXIV Resultados de todos los ensayos CPT que se usaron en Tarqui, Manta.

Ensayo	Elevación de Terreno (m)	Nivel Freático	PGA	Licuación	LPI	LDI (m)	S (m)
CPTu-01	4.250	1.000	0.310	Sí	14.320	0.963	0.074
CPTu-02	3.500	0.750	0.510	Sí	19.070	1.149	0.088
CPTu-03	7.500	3.000	0.410	NO	0.000	0.003	0.000
CPTu-04	3.650	1.000	0.380	Sí	0.420	0.055	0.006
CPTu-05	4.680	3.500	0.510	Sí	3.450	0.212	0.028
CPTu-06	8.000	2.000	0.350	Sí	0.260	0.203	0.002
CPTu-07	4.860	#N/A	0.310	Sí	0.010	0.013	0.002
CPTu-08	6.000	1.000	0.310	Sí	1.840	0.180	0.017
CPTu-09	6.590	1.000	0.410	Sí	6.770	0.639	0.049
CPTu-10	4.000	2.000	0.380	Sí	1.420	0.142	0.013
CPTu-11	7.000	1.000	0.410	Sí	9.800	1.158	0.086
CPTu-12	4.610	2.800	0.380	Sí	4.530	0.360	0.028
CPTu-13	4.730	1.500	0.380	Sí	2.170	0.257	0.022
CPTu-14	7.500	2.850	0.380	Sí	1.250	0.153	0.019
CPTu-15	8.000	1.300	0.520	Sí	6.650	2.488	0.051
CPTu-16	6.280	2.200	0.290	Sí	0.200	0.025	0.002
CPTu-17	6.130	0.750	0.350	Sí	1.270	0.251	0.011
CPTu-18	9.500	2.000	0.520	Sí	1.520	0.138	0.007
CPTu-18-2	9.500	1.000	0.520	Sí	0.340	0.179	0.002
CPTu-19	7.500	5.220	0.290	Sí	1.870	0.256	0.017
CPTu-20	6.500	1.500	0.350	Sí	2.830	0.886	0.036
CPTu-21	6.750	2.000	0.380	Sí	2.880	0.076	0.024
CPTu-22	18.350	3.000	0.520	Sí	0.380	0.095	0.002
CPTu-23	10.000	1.430	0.520	Sí	3.370	0.424	0.013
CPTu-24	7.610	2.300	0.410	Sí	11.600	1.002	0.081
CPTu-25	8.470	2.200	0.520	Sí	3.700	0.167	0.015

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.



Figura 5.27 Diagrama pastel mostrando la repartición de los ensayos que tienen probabilidad de licuefacción y los no la tienen.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

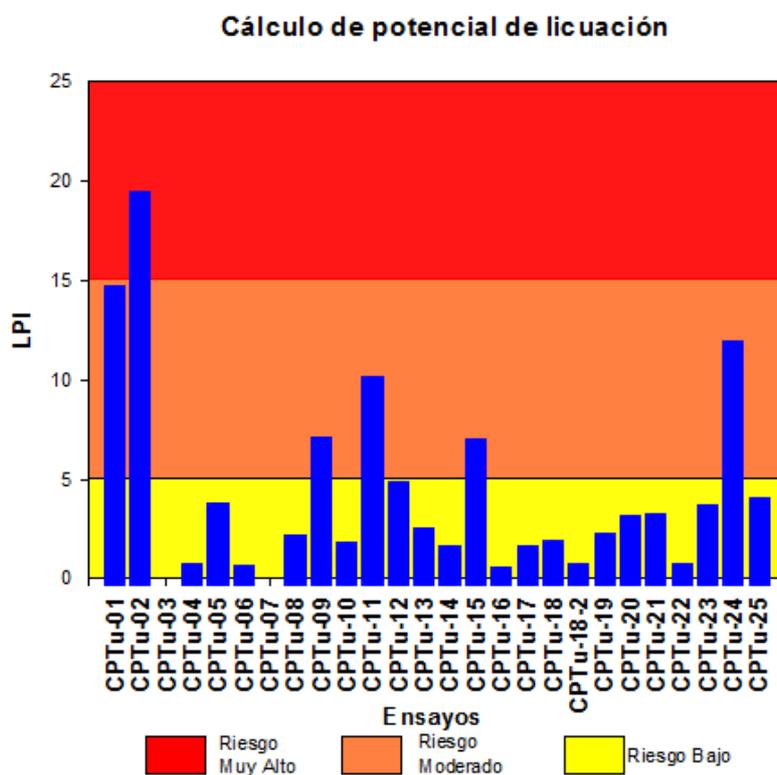


Figura 5.28 Cálculo de LPI para ensayos como estático.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Índice de desplazamiento lateral y Asentamiento por reconsolidación

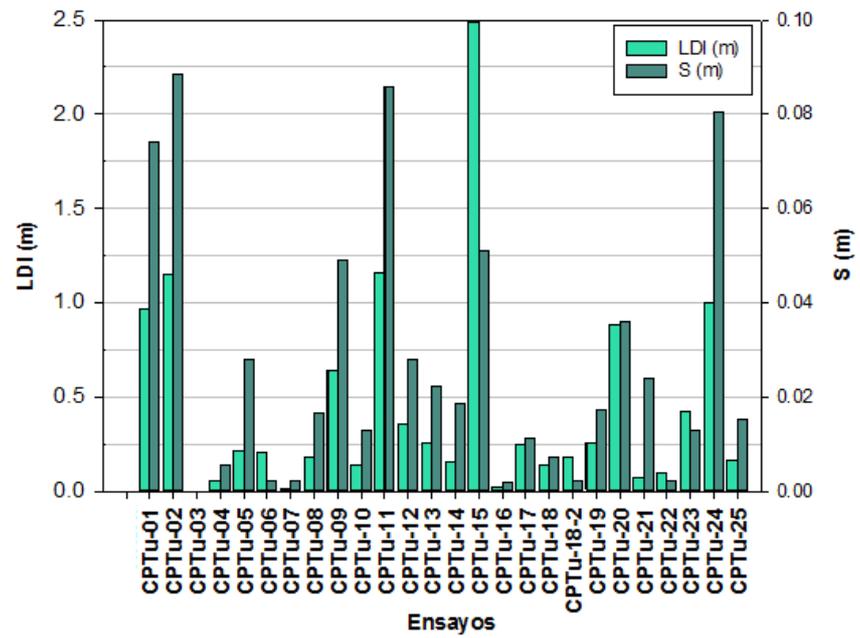


Figura 5.29 Índice de desplazamiento lateral y asentamiento por reconsolidación.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

CAPÍTULO 6

**RESUMEN, ANÁLISIS DE COMPARACIÓN Y SÍNTESIS
DE ESTIMACIONES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS
EMPÍRICO-MATEMÁTICAS Y OBSERVACIONES**

6. Resumen, análisis de comparación y síntesis de estimaciones geológico-geotécnico empírico-matemáticas y observaciones

En este capítulo se recopila la información principal obtenida de los marcos de trabajo para calcular la respuesta sísmica y el potencial de licuefacción de los suelos de la parroquia Tarqui.

De manera similar, a partir de estas gráficas se realiza la construcción correspondiente de los espectros de respuesta sísmica de diseño. Los resultados geológicos, geotécnicos, empíricos, matemáticos serán comparados entre sí junto a las observaciones que se han realizado en campo de manera visual. Kramer y Stewart (2004, página 38) establecieron ciertos criterios básicos a los cuales agregamos los de los autores del presente trabajo:

1. Inspección visual e historia sismogénica: La licuefacción puede ocurrir de manera frecuente en las mismas ubicaciones cuando las condiciones del sitio se mantienen constantes, de esta manera la evidencia de la ocurrencia histórica de licuefacción, observada en forma de paleo-licuefacción puede ser usada como prueba de susceptibilidad en un determinado lugar.

2. Condiciones geológicas: También indican susceptibilidad de licuefacción, por ejemplo, los suelos de depósitos aluviales, playas y estuarios, cuando se encuentran saturados, tienen una alta probabilidad de ser susceptibles de presentar licuefacción. El otro criterio geológico es la edad del depósito, en general los depósitos de suelo jóvenes son más susceptibles de licuefacción que los depósitos más antiguos.

3. Criterios basados en el estado del suelo: El potencial de licuefacción de un suelo también depende de su estado, como los esfuerzos efectivos a los que está sometido y su densidad en el lugar. Los suelos sueltos son bastante más susceptibles de licuefacción que los suelos densos y, para una densidad dada, los suelos bajo altas tensiones de confinamiento efectivas, son más susceptibles que los suelos bajo tensiones de confinamiento efectivas bajas. Los altos estados de deformación y degradación del suelo también son un índice de alta susceptibilidad de licuefacción.

4. Composición del suelo: Las arenas uniformemente graduadas y limpias, compuestas principalmente de partículas redondeadas son específicamente más susceptibles, mientras que los suelos bien graduados y los suelos con partículas angulares son menos susceptibles. La presencia de finos, particularmente finos plásticos ($IP > 10$), tiende a disminuir la susceptibilidad de licuefacción.

6.1. Efectos de licuefacción en la respuesta sísmica

La degradación del suelo debido al incremento del exceso de presión de poros causa la reducción de las aceleraciones espectrales en periodo corto. Esto se puede observar en gráficas como la de la siguiente figura para el caso del modelo GRA-A:

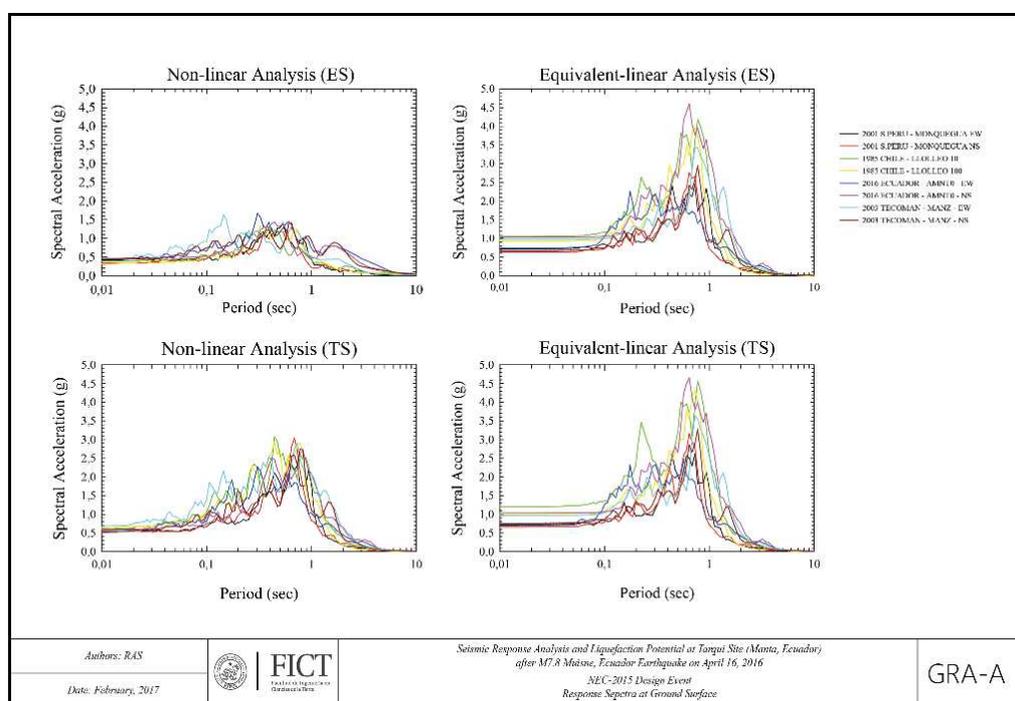


Figura 6.1 Espectros calculados de la respuesta sísmica.

Fuente: Geoestudios, 2016

Esta influencia ocurrió a etapas tempranas dentro de los primeros 10 segundos. Tal como se puede apreciar en la siguiente figura:

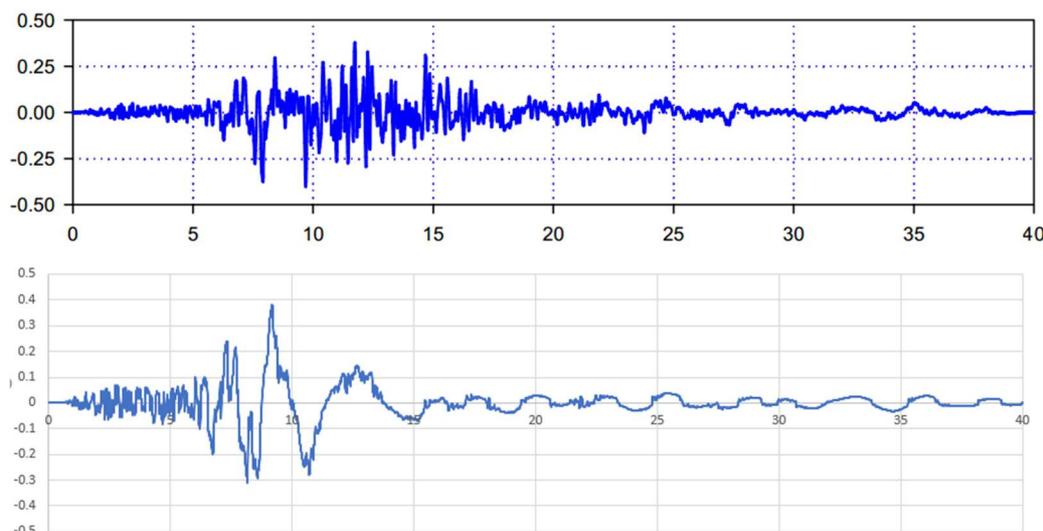


Figura 6.2 Registro sísmico.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Kramer explica este fenómeno mediante la respuesta sísmica y las propiedades tanto de amortiguamiento como degradación: Los suelos con alto potencial de licuación tienen un comportamiento más líquido que sólido debido a la degradación del material. Al tener un comportamiento líquido la transmisión de energía se disipa y el movimiento se reduce tanto por aceleración como por desplazamiento.

Esto ocurre cuando el exceso de presión de poros expresado en función del tiempo $R_u=f(t)=0.95$. Las ventajas de este efecto son la reducción de la aceleración espectral de sitio y por ende la reducción de fuerzas laterales sísmicas y fuerzas cortantes transmitidas en la estructura, sin embargo, no se puede ignorar la

desventaja que representa tener deformaciones y desplazamientos entre los múltiples efectos que involucra la licuación de suelos.

Bajo esta hipótesis se deberá tener cuidado con sitios de licuación que tengan la posibilidad de incluir deformación superficial. Asumiendo que los desplazamientos fueron concentrados a lo largo del espesor de las capas licuables, la deformación varía entre los rangos de 10% al 40%. Para evitar dichos efectos en las estructuras, se deberá recomendar el uso de pilotes de cimentación para estructuras de importancia alta, así como vigas de zapatas corridas en dos sentidos para estructuras de menor importancia.

6.2. Elaboración de espectros de diseño y zonificación sísmica según perfiles de isoaceleración, espectros de respuesta y relaciones espectrales.

Se utilizaron tres métodos para analizar los espectros de respuesta. El primer criterio de análisis es por relación espectral estándar SSR que es igual a la relación entre el registro espectral en la base de la columna de suelo y el registro espectral en superficie (Borcherdt, 1970).

Debido a que los lugares son cercanos, los efectos de la fuente y del camino recorrido por las ondas son esencialmente idénticos, por

lo tanto el SSR reflejará únicamente el efecto de las condiciones locales del suelo en el sitio analizado.

El segundo criterio de análisis tiene que ver con los efectos de licuefacción según la relación entre el registro espectral obtenido mediante esfuerzos efectivos y el registro espectral obtenido mediante esfuerzos totales, RSR (Hartvigsen, 2007)

Para un periodo determinado, la licuefacción puede causar la reducción del espectro, es decir, para un RSR menor a uno, y la amplificación del espectro con un RSR mayor a uno en diferentes periodos. Yi-Min Huang en su libro “Performance-based Design and Evaluation for Liquefaction-related Seismic Hazards” presenta un modelo refinado luego de exámenes estadísticas y ensayos con modelo descrito por Hartvigsen:

$$RSR(L;T) = f_1(L,T) * f_2(L,T) * f_3(L,T)$$

Donde T es el periodo y L es el inverso del mínimo factor de seguridad para licuefacción en un suelo. Los coeficientes f1 (superficie cuadrática en L y Log T), f2 (función gaussiana negativa para representar la reducción de la relación espectral en periodos cortos) y f3 (función gaussiana positiva para representar la

amplificación de la relación espectral en periodos largos) se calculan de la siguiente manera:

$$f_1 = 1 + a_1L(\log T)^2 + a_3L(\log T) - a_5L$$

$$f_2 = 1 - b_2L^2 \exp \left[- \left(\frac{\log T - b_3}{b_5} \right)^2 \right]$$

$$f_3 = 1 + c_1L \exp \left[- \left(\frac{\log T - c_4L}{c_5} \right)^2 \right]$$

Los coeficientes para realizar el cálculo son los siguientes:

Tabla XXV. Coeficientes

Coeficiente	Valor
a1	0.0079935
a3	0.0487531
a5	0.120167
b2	0.160498
b3	-0.46761
b5	-0.726412
c1	0.35878
c4	0.214925
c5	1.41781

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Para el presente trabajo se llegará a considerar un L máximo de 2, que corresponde al factor de seguridad de licuefacción de hasta 0.5. Consideración de valores menores a 0.5 ha demostrado en el

trabajo de Hartvigsen y señalado por Kramer que la metodología pierde confiabilidad en sus resultados.

En las figuras debajo se pueden apreciar los diversos perfiles de isoaceleración horizontal máxima PGA registradas en los modelos analizados para cada una de las fuentes en cada uno de los registros insertados en el sistema, para poder verificar los sectores del subsuelo donde se ha generado mayores efectos por licuefacción.

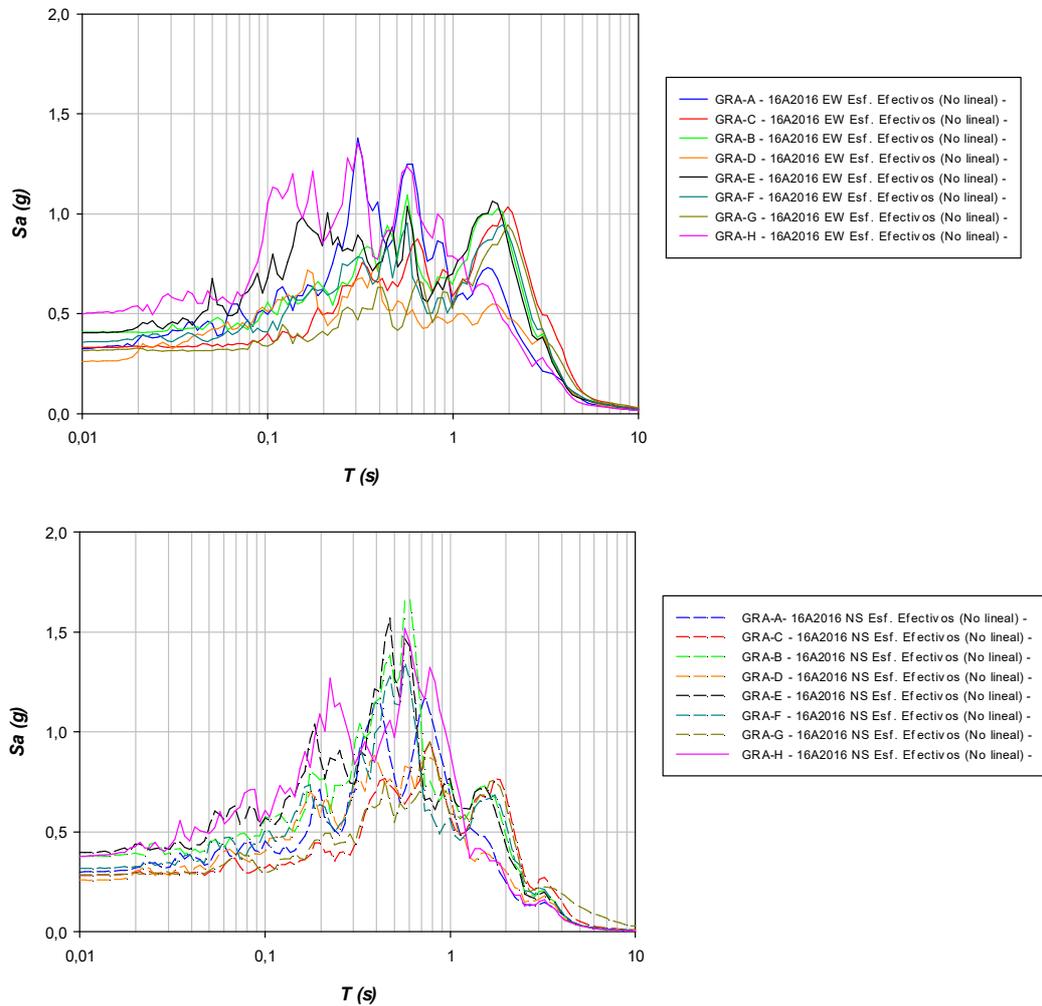


Figura 6.3 Se muestran las lecturas del acelerogramas.

Fuente: Geoestudios, 2016.

Para los acelerogramas escalados correspondientes a la fuente cercana, se pudieron comprobar valores del orden de 0.50g a 0.60g en la US1 y de 0.30 a 0.40g en la US2 donde se localiza el río Burru (1.2 a 2.8 del PGA de la señal de entrada, 0.45g). Los análisis

muestran que es en estos dos sitios en donde se presentan las mayores amplificaciones, específicamente cerca del río Burru;

Sin embargo en las ilustraciones se puede apreciar que en una zona comprendida como laguna aluvial, junto a las US5,6,7 Y 8, los valores del PGA son menores 0.4 a 0.5g, razón por la cual no se presentarían grandes amplificaciones.

En medio de las dos zonas analizadas, en donde el cambio de zona corresponde al centro de Tarqui, se presentan valores de PGA de 0.30 a 0.40g, esto se debe al contraste ocurrido por licuefacción por los depósitos aluviales y principalmente porque es una zona cercana a la playa por lo que el índice de desplazamiento lateral se eleva al orden mayor a 1%.

Las demás amplificaciones en los valores de PGA se observaron en la ladera de Tarqui en el US8, especialmente en zonas donde la cercanía a la roca es muy corta, sin embargo los análisis realizados en el capítulo 4 demuestran que existe presencia de licuefacción.

Las amplificaciones observadas para los acelerogramas de fuente lejana presentan un comportamiento muy similar al de fuente cercana, en donde los valores de PGA máximo varía de 0.4 a 0.5 en la zona de los Cerros de Tarqui. Sobre las laderas junto a la playa existe una variación de 0.3 a 0.4 del PGA de la señal de entrada.

Los perfiles de isoaceleración para cada una de las fuentes sismogénicas y para los perfiles analizados, muestran de manera general, que en el valle de la quebrada de Tarqui se ha presentado una deamplificación de las aceleraciones horizontales máximas. Estos resultados son concordantes con los diferentes autores que destacan la incidencia de este tipo de cambios por licuefacción en la atenuación de la aceleración.

Se registraron los acelerogramas de respuesta en diferentes puntos de control de acuerdo con la siguiente figura. Los espectros de respuesta de todas las señales sísmicas se calcularon para un 5% de amortiguamiento, y se presentan de manera separada para cada fuente sismogénica:

Para el modelo B:

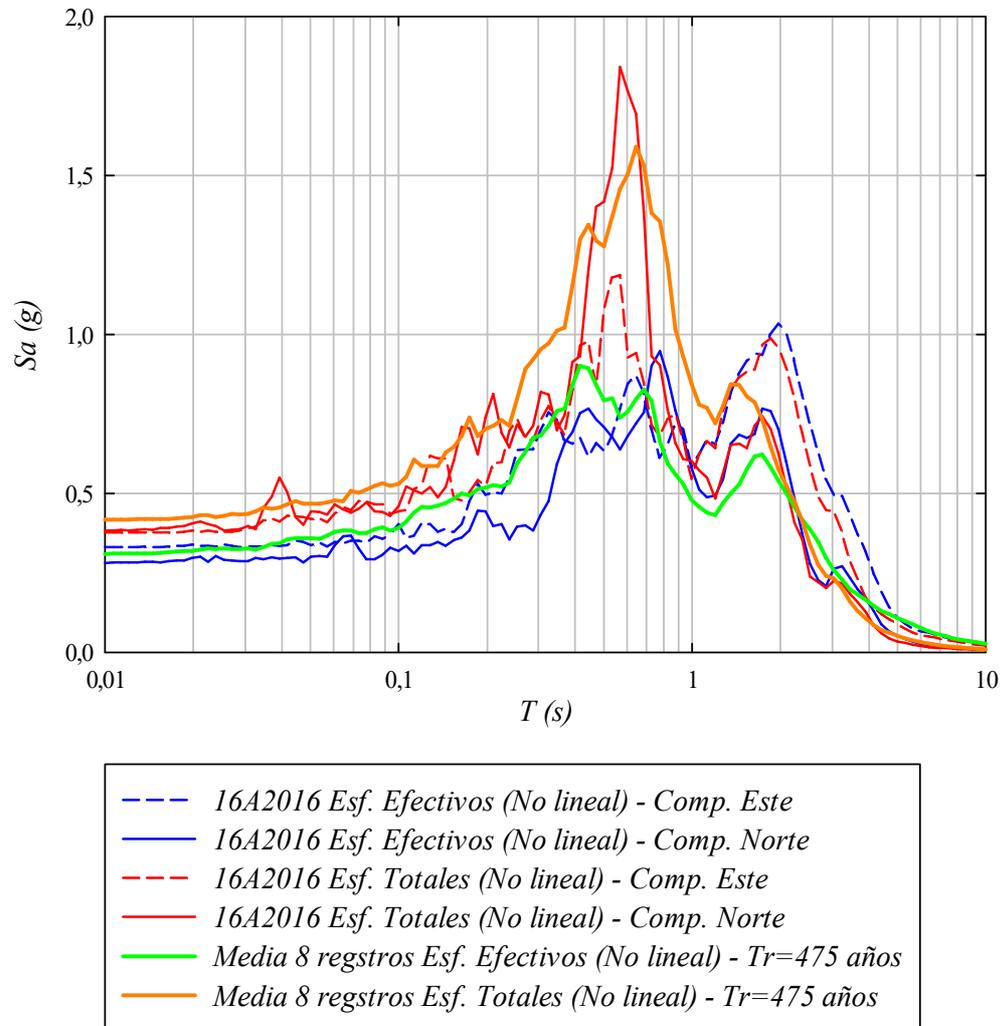


Figura 6.4 Espectros encontrados para la zona de Tarqui.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Para el modelo C:

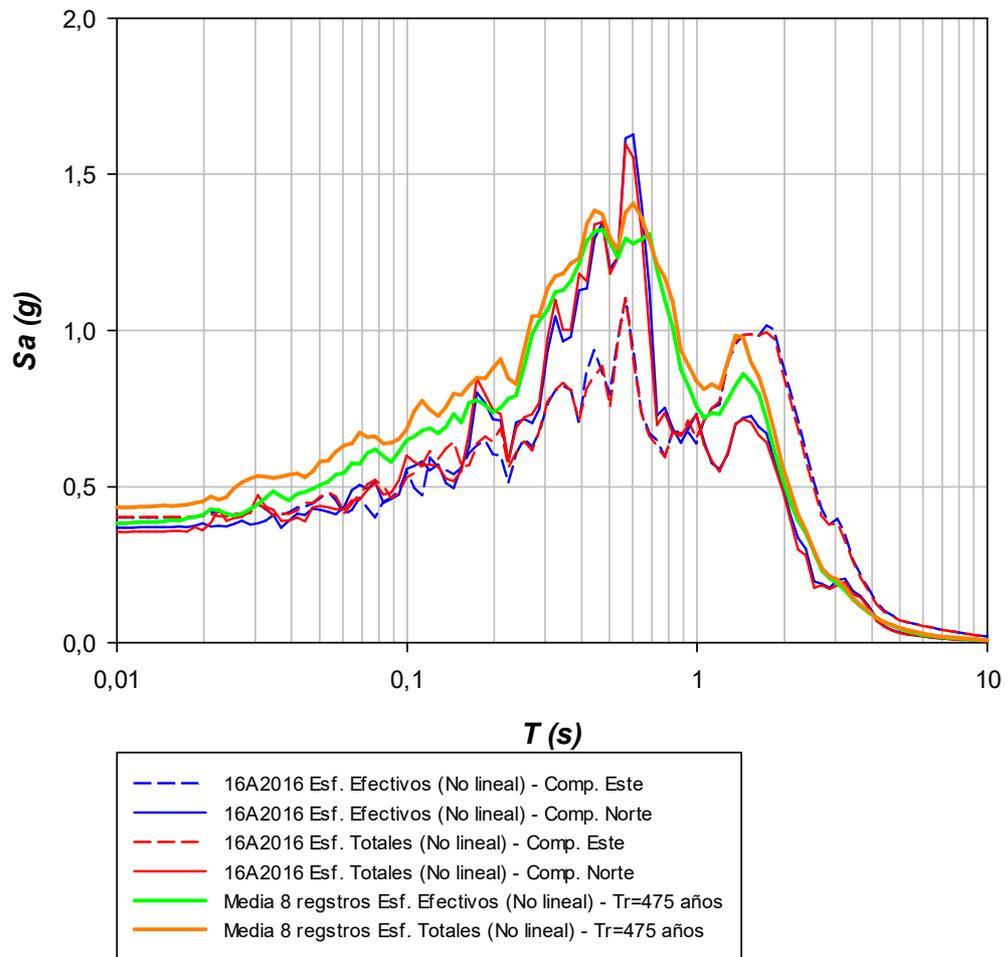


Figura 6.5 Registro de los espectros para el modelo C.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Para el modelo D:

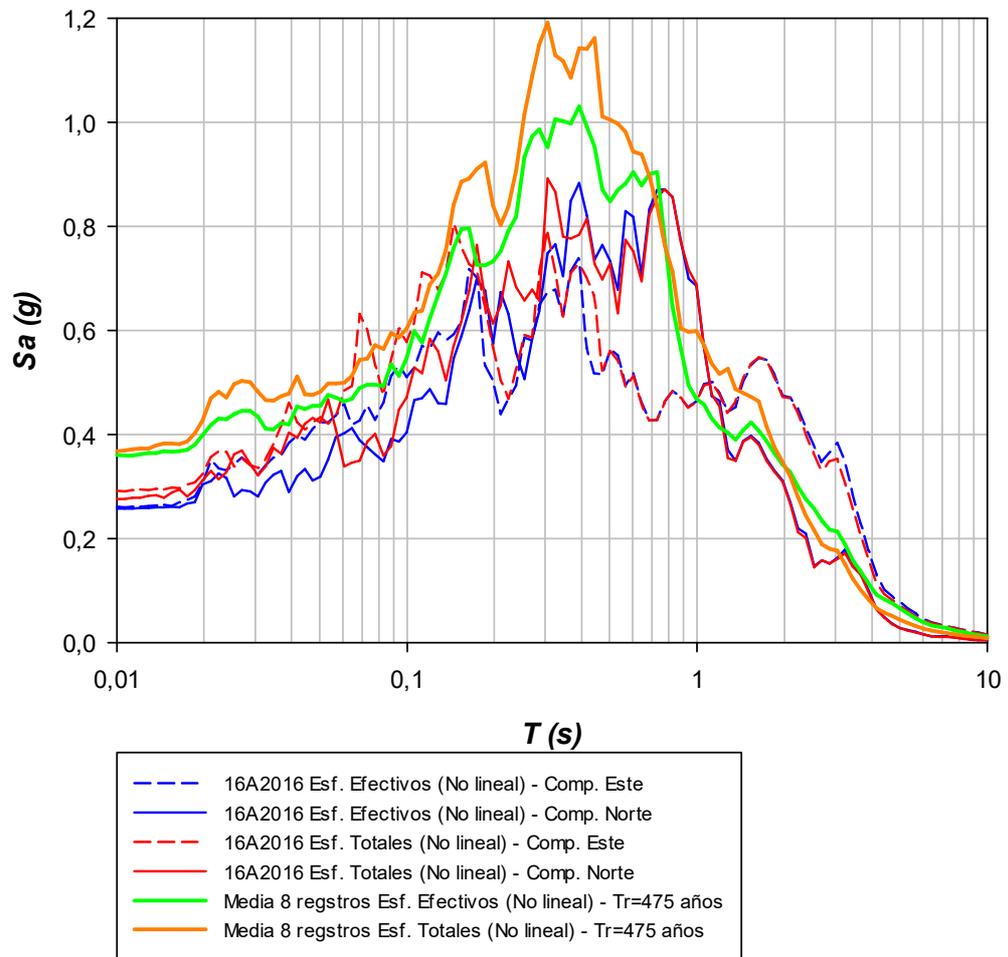


Figura 6.6 Espectros sísmicos.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Para el modelo E:

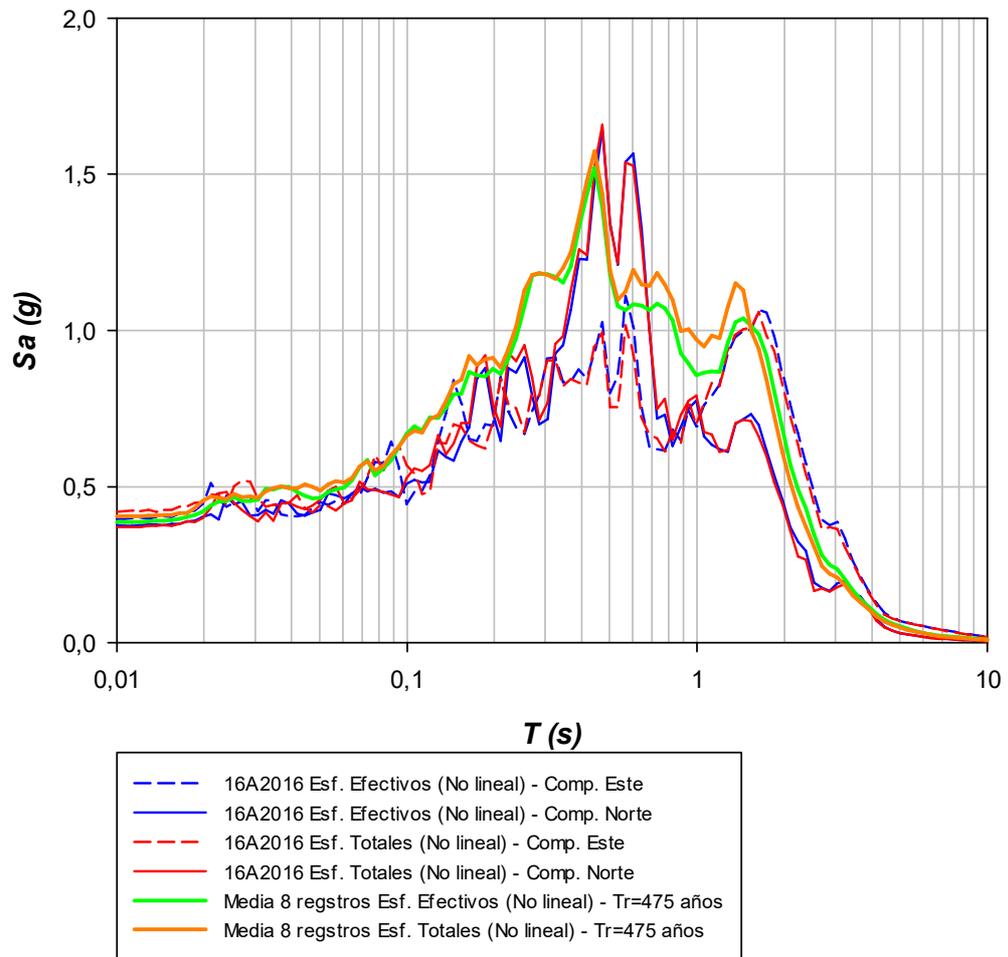


Figura 6.7 Espectros para el modelo E.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Para el modelo F:

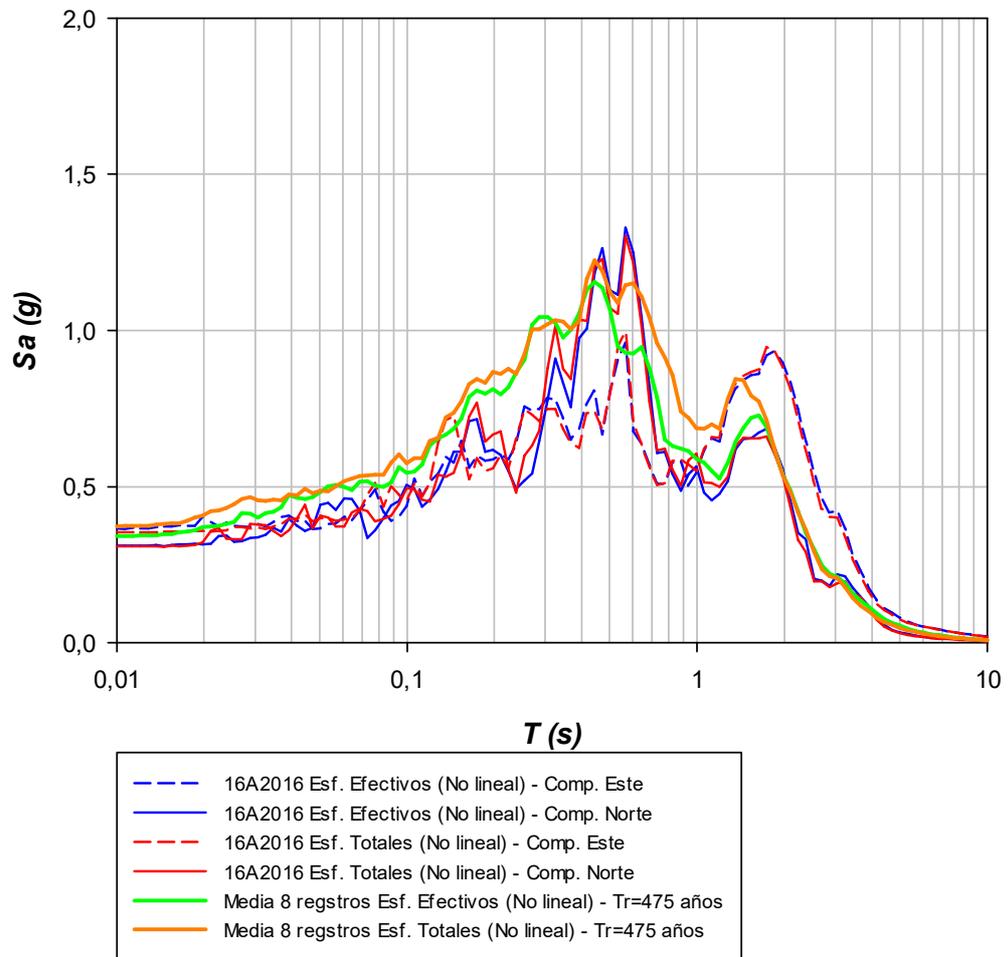


Figura 6.8 Espectros para el modelo F.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Para el modelo G:

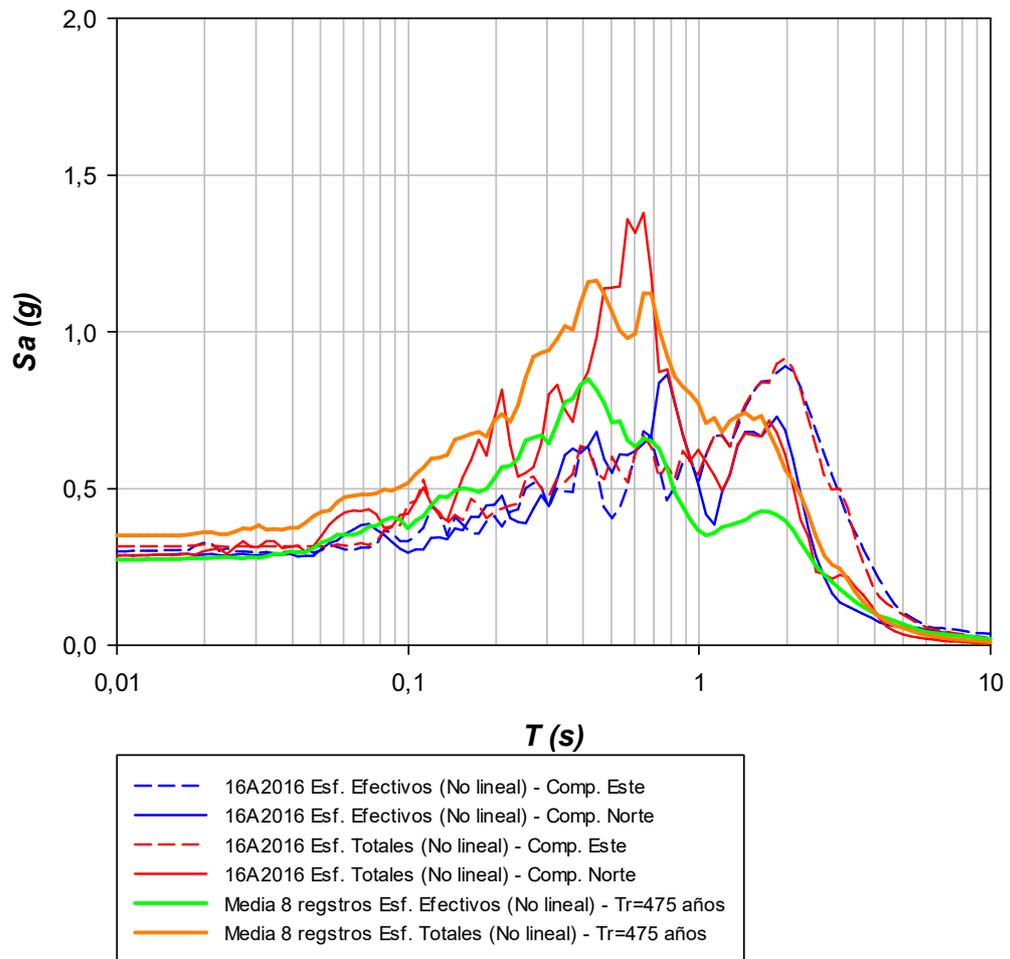


Figura 6.9 Espectros para el modelo G.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Para el modelo H:

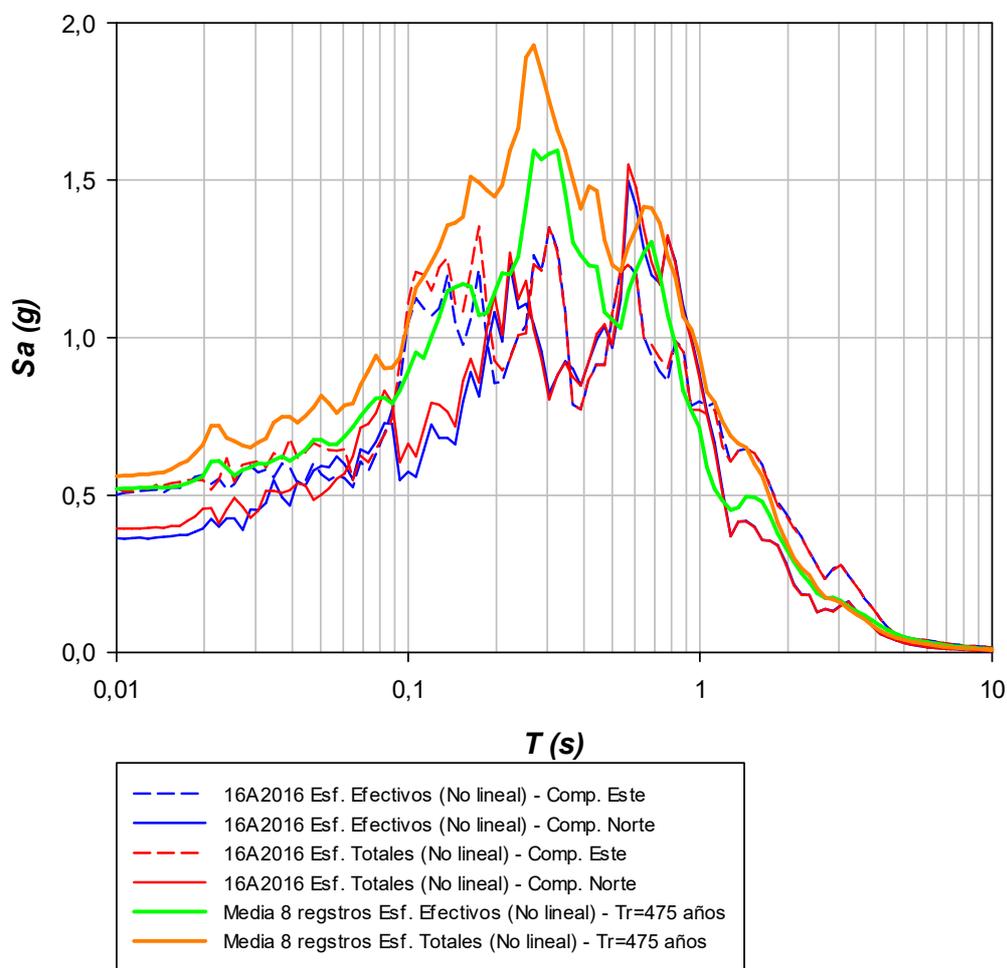


Figura 6.10 Espectro para el modelo H

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

En la se muestran los resultados de espectros de respuesta para los 8 puntos localizados en Tarqui según los perfiles estudiados. Un mapa para el resto de puntos se otorga en los anexos.

Los resultados para el perfil 1 y el perfil 2 muestran claramente una zona de amplificación en las relaciones espectrales, con un primer pico entre 0.1 y 0.2 seg y un segundo pico entre 0.6 seg y 0.8 seg.

Para el perfil 3 y 4 muestran claramente una zona de amplificación en las relaciones espectrales, con un primer pico entre 0.1 y 0.2 seg y un segundo pico entre 0.5 seg y 0.9 seg.

Con respecto a los valores de amplificación obtenida mediante la técnica de relación espectral, muestran amplificaciones del orden de 2.0 a 3.0 para cada una de las fuentes sismogénicas estudiadas.

Aunque esta técnica es de gran aplicación cuando se tienen señales de sismos reales en roca y en superficie (Dado que al considerar que los lugares de las dos señales son cercanos, los efectos de la fuente y del camino seguido por las ondas se suponen idénticos, por lo que la relación de los espectros de amplitud de Fourier expresan sólo el efecto de las condiciones locales del suelo en el sitio específico) para este caso en particular se implementó para establecer principalmente cuales son los periodos característicos en los que se presentan las amplificaciones.

Sin embargo, los resultados muestran una limitante ya que no se tienen señales reales para el sitio en estudio sino solo los del 16 de Abril que ocurrió en la frontera de la provincia.

Comparando los resultados de las relaciones espectrales, se encuentran algunas diferencias entre los dos métodos. Los resultados con el no lineal presentan menores valores de amplificación que con el lineal equivalente.

El modelo lineal equivalente se desarrolló para aproximar el comportamiento esfuerzo-deformación no lineal del suelo, en el cual el módulo de corte G (lineal equivalente) es generalmente tomado como un módulo de corte secante y la relación de amortiguamiento (lineal equivalente) como la relación de amortiguamiento que produce la misma pérdida de energía en un solo ciclo como el bucle de histéresis real.

Al igual que lo observado en los perfiles de isoaceleración para las laderas al este de Tarqui, en donde el cambio de pendiente corresponde al contacto entre la formación Tarqui (depósitos aluviales) y depósitos de arcillolita y limolitas altamente meteorizadas, (suelos residuales y rocas metamórficas) se presentan valores de amplificación de 3.0 a 3.5 para todas las fuentes US7 y US8, debido al contraste de impedancia entre estos dos depósitos de suelo.

Para la zona US5 y 6 ubicados en el depósito aluvial, respectivamente, se presentan valores de amplificación cercanos a 3.50, dicho pico aparece para valores de frecuencias entre 1.2 y 1.4 Hz (Periodos de 0.8 a 0.7 seg).

Para las zonas US1 y US2 localizados al oeste de la parroquia, se presentan valores de amplificación cercanos a entre 2.8 y 3.5, dicho pico aparece para valores de frecuencias entre 3.5 y 4.5 Hz (Periodos de 0.28 a 0.22 seg).

Como se observa en las ilustraciones, al evaluar la relación espectral en el dominio de las frecuencias (espectro de amplitud de Fourier) los valores de amplificación para las diferentes fuentes sismogénicas presentan valores ligeramente mayores, respecto de los obtenidos con la relación espectral en el dominio del tiempo.

Para determinar el comportamiento de los efectos de amplificación a lo largo de toda la superficie de las dos secciones estudiadas, se estableció la relación de amplificación en función de la aceleración horizontal máxima en superficie, normalizada para el respectivo valor de aceleración máxima en roca de cada fuente sismogénica.

Con relación al US6, 7 Y 8, se presenta un marcado efecto de de amplificación por licuefacción, con valores que van de 1.5 a 2.2 para todas las fuentes sismogénicas, esta pronunciada de amplificación,

podría estar presentándose debido al efecto de degradación del suelo.

En el cerro de Tarqui, la relación de amplificación varía de 1.5 a 2.1 (fuente cercana) en un sector central que corresponde al 50% del área afectada por licuefacción según lo observado. Respecto del cerro de Tarqui, la relación de amplificación varía de 1.5 a 2.0 (fuente cercana) en un sector central que corresponde al 10% del área total de afectaciones.

Semejante a lo observado, tanto en los perfiles de isoaceleración, como en las relaciones espectrales para el primer caso, debajo de las laderas de Tarqui en donde el cambio de pendiente corresponde al contacto entre la formación de Tarqui (laguna aluvial) y el cordón litoral (suelos residuales y rocas metamórficas) se presentan relaciones de amplificación de 1.5 a 2.0 para fuente cercana. Para fuente lejana, los valores de amplificación varían de 2.2 a 2.4, debido a efectos de amplificación por el contraste de impedancia entre estos dos depósitos de suelo.

En el fondo de la laguna aluvial, es visible un marcado efecto de de-amplificación, con valores de relación de amplificación entre 0.7 y 1.0.

Sobre las laderas inferiores junto a la playa cuya morfología es más suave respecto a otros sectores de la parroquia, los valores de la relación de amplificación varían de 2.5 a 3.0, que podrían correlacionarse como aceleraciones en campo libre. Junto a esto se evidencia una marcada influencia de la licuefacción en la respuesta sísmica.

En las zonas fronterizas por los costados los valores de la relación de amplificación varían de 1.1 a 1.5. Como se muestra en las figuras, existe una gran variación entre de amplificaciones y amplificaciones en este sector, debido a los cambios de licuefacción que presenta esta zona de Tarqui.

De manera general, la relación de amplificación obtenida mediante este procedimiento, tiende a reproducir de manera satisfactoria los efectos y contrastes en la geomorfología a lo largo de las secciones estudiadas por licuefacción.

Después de realizar los modelos de respuesta bidimensional, se determinaron zonas de respuesta sísmica al interior de la parroquia de Tarqui de acuerdo con la similitud en los espectros de respuesta, adicionalmente para cada zona se propone un espectro elástico para diseño.

Para obtener los espectros de diseño se utilizaron únicamente las respuestas obtenidas por el programa DEEPSOIL.

Para obtener una zonificación de respuesta sísmica preliminar de la parroquia de Tarqui, se implementaron los resultados de los modelos de respuesta sísmica, junto con las características geomorfológicas y de licuefacción de la zona en estudio. La metodología usada para establecer esta zonificación se muestra en la Figura 6.15 y se expone a continuación:

6.3. PERFILES DE ISOACELERACIÓN Y RELACIÓN DE AMPLIFICACIÓN EN EL DOMINIO DEL TIEMPO

Con los valores de isoaceleraciones horizontales máximas aH_{max} registradas en los modelos analizados y la relación de amplificación en función de la aceleración horizontal máxima en superficie, normalizada para el respectivo valor de aceleración máxima en roca, para cada una de las fuentes sismogénicas se establecieron para cada uno de los dos perfiles estudiados, zonas de amplificación y/o atenuación.

Para el caso del cerro de Tarqui, sitios en donde se registraron las mayores aceleraciones en superficie, se establecieron zonas de mayor amplificación basados en los valores de amplificación

topográfica en el dominio del tiempo. Estas zonas se delimitaron para amplificaciones entre 1.4 y 2.0, se catalogó como Zona 4, que son áreas en donde se presentarían los mayores efectos de amplificaciones topográficas debido a eventos sísmicos.

Sobre las laderas inferiores de los cerros antes mencionados, las cuales están conformadas, en su mayoría, por suelos aluviales depositados, y sobre las que se identificaron amplificaciones entre 1.0 a 1.2, fueron catalogadas como zona 2, que serían sectores en los que los efectos de amplificación topográfica serían moderados.

En la zona oeste representada por el río Burro, se evidenció un marcado efecto de de-amplificación de los efectos sísmicos, con valores de relación de amplificación entre 0.7 y 1.0. Este sector fue catalogado como zona 1, característico de áreas con efectos de atenuación de las ondas sísmicas.

Sobre las laderas oeste, en donde el cambio de pendiente corresponde al contacto entre los depósitos aluviales y cerros de arcillolita (suelos residuales y rocas metamórficas), se presenta una amplificación de licuefacción más moderada que las laderas conformadas únicamente por suelos residuales. Esta zona se delimitó para amplificaciones entre 1.1 y 1.4, y se catalogó como Zona 3, que son áreas en donde los efectos de amplificación

obedecen a efectos de sitio causados por el contraste de impedancia entre los dos depósitos de suelo que conforman este sector.

6.3.1. ESPECTROS DE RESPUESTA Y RELACIONES

ESPECTRALES SSR

Para cada una de las zonas definidas en el paso anterior, se asignaron puntos de interés, sobre los cuales se registraron los acelerogramas de respuesta de los diferentes sismos de diseño. De estas señales de respuesta se generaron espectros de respuesta para un 5% de amortiguamiento, así como relaciones espectrales SSR para establecer el nivel de amplificaciones en el dominio de las frecuencias.

En relación a los US1, US2, US3, y US4, se presentan valores de amplificación entre 2.8 y 3.5 (en términos de función de transferencia o relación espectral), estos nodos se agruparon dentro de la zona 1 con base a que son sectores en donde se presentan los mayores efectos de amplificación por licuefacción.

Al igual que lo observado en los perfiles de isoaceleración para las laderas occidentales de Tarqui, en donde el cambio de pendiente corresponde al contacto entre la formación con

depósitos aluviales y las arcillolitas (suelos residuales y rocas metamórficas) se presentan valores de amplificación de 3.0 a 3.5 para todas las fuentes. Esto se debe al contraste de impedancia entre estos dos depósitos de suelo. Estos nodos se agruparon dentro de la zona 3 con base a que son sectores en donde se presentan efectos de amplificación moderados a altos.

Los espectros de respuesta para cada uno de estos nodos y para cada fuente sismogénica se agruparon de acuerdo con cada una de las cuatro zonas con respuesta sísmica similar mencionadas anteriormente.

En la Figura adjunta se muestra los espectros de aceleraciones para cada una de las zonas con respuesta sísmica similar, definidas como el promedio de la ordenada espectral por cada señal de diseño más una desviación estándar de los datos. Las tendencias dejan ver similitudes en el contenido frecuencial y formas espectrales para todas las zonas sísmicas; las diferencias marcadas se presentan en amplitudes tanto para periodos cortos como largos y aceleraciones máximas en superficie, por lo que cada una de estas zonas se consideró como zona independiente.

En la Figura adjunta se presenta la zonificación de respuesta sísmica preliminar sugerida para las zonas que conforman la parroquia de Tarqui.

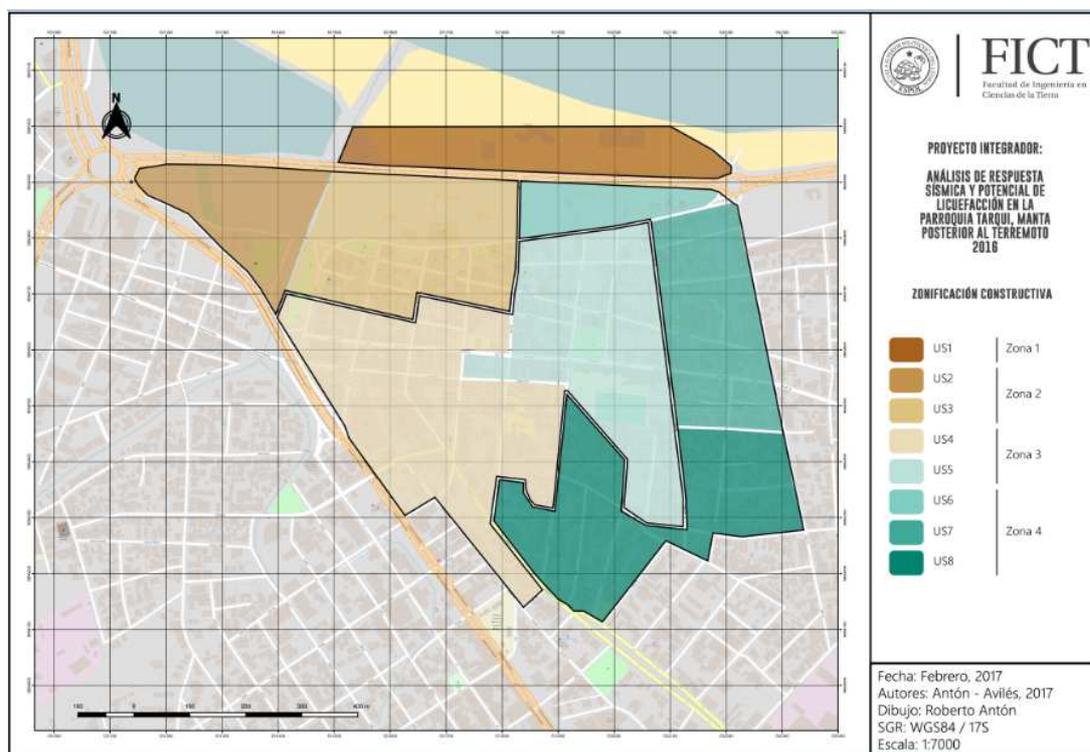


Figura 6.11 Análisis de respuesta sísmica.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Zona 1: Playa de Tarqui, debido al efecto de arrastre de la playa tiene efectos de amplificación altos lo cual tiene como consecuencia volcanes de agua con arena.

Zona 2 Río: Zona plana junto al río conformados por depósitos de arenas y arcillas. En estos sectores es en donde se presentan los mayores efectos de amplificación topográfica debido a eventos sísmicos.

Zona 3 Zona Central: Laguna aluvial con depósitos de arenas sueltas con contenido de limo y arcillas. En este sector los efectos de amplificación obedecen a efectos de sitio causados por el contraste de impedancia entre los dos depósitos de suelo que conforman este sector.

Zona 4 Cerro Sur: Laderas rectilíneas de alta pendiente conformadas por depósitos de arenas, arcillas y rocas blandas de arcillolita. En estos sectores los efectos de amplificación topográfica serían moderados.

6.4. Espectros elásticos propuestos para diseño

La construcción de los espectros elásticos de diseño se basó en la tendencia estadística de las respuestas dinámicas del análisis de cada una de las señales y escenarios de amenaza (fuentes sismogénicas), considerando la misma probabilidad de ocurrencia para los registros considerados.

Para cada zona con respuesta sísmica similar se realizó el análisis de las aceleraciones máximas para cada una de las fuentes estudiadas de acuerdo con los sismos críticos, encontrando aceleraciones absolutas variables entre 1.1g y 2.5g, la aparición de estos picos tan pronunciados se puede explicar en el efecto topográfico, así como la acumulación de respuestas más grandes ocasionadas por pseudoresonancia, ya que al trabajar el programa con modelo lineal equivalente se genera una respuesta mayor ya que no representa de una forma adecuada los cambios de rigidez que se generan con un sismo, ocasionando que se acumulen respuestas pseudoresonantes en cada una de las iteraciones de cálculo, obteniéndose picos más pronunciados.

Se definió el Espectro de Diseño suavizado utilizando una meseta que permitirá controlar los picos que se presentan, para tal fin se realiza un análisis de confiabilidad espectral con un 90% (promedio +1 desviación estándar) de acuerdo con lo propuesto por Newmark (2011). Una vez definidas las tendencias se procedió a 'suavizar' o 'linealizar' las formas espectrales por tramos mediante promedios y envolventes. De acuerdo con los criterios antes mencionados en las siguientes figuras se presentan los espectros elásticos propuestos para diseño en las unidades sismológicas redistribuidas con respuesta sísmica similar.

GRA MODEL G US 2

GRA MODEL A US 3

GRA MODEL B US 4

GRA MODEL C US 1

GRA MODEL C US 6

GRA MODEL D US 5

GRA MODEL E US 8

GRA MODEL F US 7

GRA MODEL H US 7

El espectro recomendado para el US1, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 1.1g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.38g para periodo cero, estas amplitudes se deben a amplificaciones por efectos de licuefacción. Los materiales de la zona advierten compacidad suelta a densa en estratos superficiales lo que indica un muy alto riesgo de licuación en arenas en base a lo analizado en conjunto con sus ensayos adaptados.

El espectro recomendado para el US2, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 1.1g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.38g para periodo cero, estas amplitudes se deben a amplificaciones por efectos de licuefacción. Los materiales de la zona advierten compacidad suelta a densa en estratos superficiales lo que indica un muy alto riesgo de licuación en arenas en base a lo analizado en conjunto con sus ensayos adaptados.

El espectro recomendado para el US3, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 0.85g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.34g para periodo cero. Los materiales de la zona advierten compacidad suelta a medianamente densa en estratos superficiales lo que indica un muy alto riesgo de licuación en arenas en base a lo analizado en conjunto con sus ensayos adaptados.

El espectro recomendado para el US4, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 0.72g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.30g para periodo cero. Posee alto riesgo de licuación en arenas. Los materiales tienen compacidad suelta a muy densa en estratos superficiales.

El espectro recomendado para el US5, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 0.95g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.38g para periodo cero. Los materiales de la zona poseen medio potencial de licuación de arenas. La unidad comprende una zona de transición de lagunas litorales de materiales arcillosos a depósitos coluviales de arenas.

El espectro recomendado para el US6, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 1.1g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.38g para periodo cero. Posee bajo riesgo de licuefacción. La compacidad de los materiales arenosos varía desde densa a muy densa en estratos superficiales.

El espectro recomendado para el US7, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 1.1g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.38g para periodo cero, estas amplitudes se deben a amplificaciones por efectos de licuefacción posee alto a

muy alto riesgo de licuación en arenas y degradación cíclica en arcillas. Corresponde a la zona del deslizamiento, lagunas y cordón litoral. Posee intercalaciones de arena, arcilla y limo con espesores considerables de arcilla. Los materiales de la zona advierten compacidad suelta a densa en estratos superficiales lo que indica un muy alto riesgo de licuación en arenas

El espectro recomendado para el US8, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 1.1g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.38g para periodo cero, estas amplitudes se deben a amplificaciones por efectos de licuefacción. Corresponde a una zona de colinas que posee suelos residuales superficiales competentes producto de la meteorización del suelo. Posee bajo a alto riesgo de licuación en arenas.

El espectro recomendado para el US2, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 1.1g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.38g para periodo cero, estas amplitudes se deben a amplificaciones por efectos de licuefacción. Los materiales de la zona advierten compacidad suelta a densa en estratos superficiales lo que indica un muy alto riesgo de licuación en arenas en base a lo analizado en conjunto con sus ensayos adaptados.

El espectro recomendado para el US2, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 1.1g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.38g para periodo cero, estas amplitudes se deben a amplificaciones por efectos de licuefacción. Los materiales de la zona advierten compacidad suelta a densa en estratos superficiales lo que indica un muy alto riesgo de licuación en arenas en base a lo analizado en conjunto con sus ensayos adaptados.

El espectro recomendado para la zona 2, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 0.75g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.27g para periodo cero. Al igual que en la zona 1, en esta zona se observan efectos de licuefacción, sin embargo, las amplificaciones son moderadas.

El espectro recomendado para la zona 2, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 0.75g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.27g para periodo cero. Al igual que en la zona 1, en esta zona se observan efectos de licuefacción, sin embargo, las amplificaciones son moderadas.

El espectro recomendado para la zona 3, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 1.2g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.42g para periodo cero. En esta zona se presentan efectos de atenuación de las ondas sísmicas.

El espectro recomendado para la zona 4, presenta aceleraciones espectrales máximas de hasta 0.8g en la parte plana de la meseta y aceleraciones de 0.35g para periodo cero. En esta zona se presentan efectos de atenuación de las ondas sísmicas

CAPÍTULO 7

**PRESENTACIÓN DE MAPAS DE LICUEFACCIÓN,
MICROZONIFICACIÓN Y CONSTRUCTIVIDAD DE LA
PARROQUIA TARQUI**

7. Presentación de mapas de licuefacción, microzonificación y constructividad de la parroquia Tarqui

7.1. Mapa de licuefacción

El mapa de riesgo de licuefacción es elaborado en base al factor de seguridad para la licuefacción y en términos de la resistencia a la penetración relativa según Kramer y Mayfield (2007) – adaptado del reporte “PERFORMANCE-BASED LIQUEFACTION POTENTIAL EVALUATION – KRAMER 2008”:

$$\Delta N_L = N_{site} - N_{req}$$

Donde:

N_{site} es la resistencia corregida $(N1)_{60,cs}$ para el elemento de suelo de interés,

N_{req} es la resistencia SPT corregida que produce el FSL para el mismo elemento de suelo.

Los mapas de riesgo de licuefacción se utilizarán de la siguiente manera:

El objetivo principal es utilizar el mapa para calcular los valores de F.S. ó N_{req} asociados con un periodo de retorno en particular para

una ubicación en particular, siendo el caso del presente estudio un periodo de retorno de 475 años.

Para poder construir el mapa de licuefacción se pueden seguir los procedimientos generales para interpolación espacial por lo que se puede optar entre interpolación por triangulación o por kriging ordinario. Para el presente trabajo se ha utilizado interpolación geoestadística mediante Kriging ordinario tanto para los valores de F.S. como para los valores de Nreq. Los mapas se realizarán tomando en consideración las profundidades donde se ha encontrado F.S. menores a 1, Ru mayores a 0.8 y degradaciones de elementos de suelo por los sismos de entrada.

La resistencia a la penetración relativa puede ser apreciada en la curva de CRR vs. $N_1(60)_{cs}$ según Boulanger e Idriss (2014) elaborada para el presente trabajo.

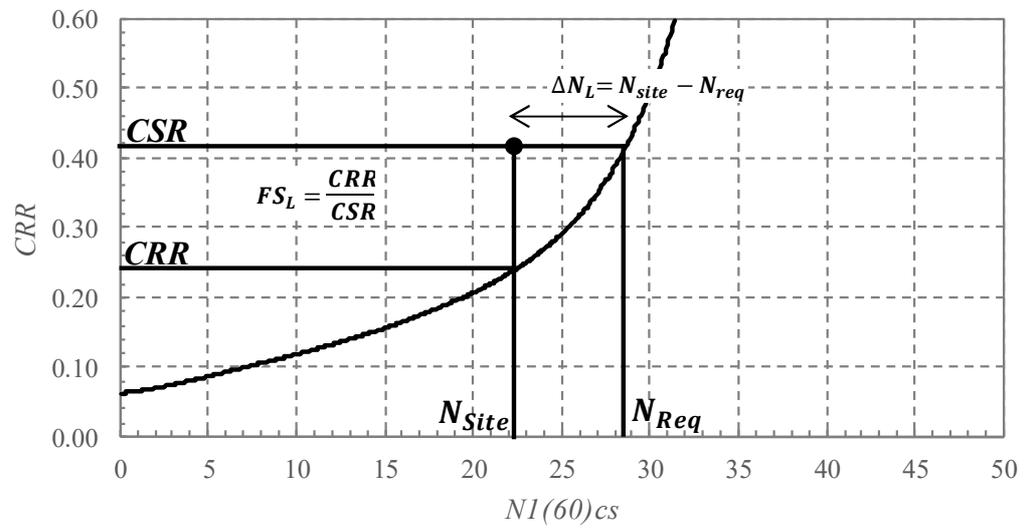


Figura 7.1 Gráfica relación CRR vs Número de golpes.
Fuente: Kramer S., 1996.

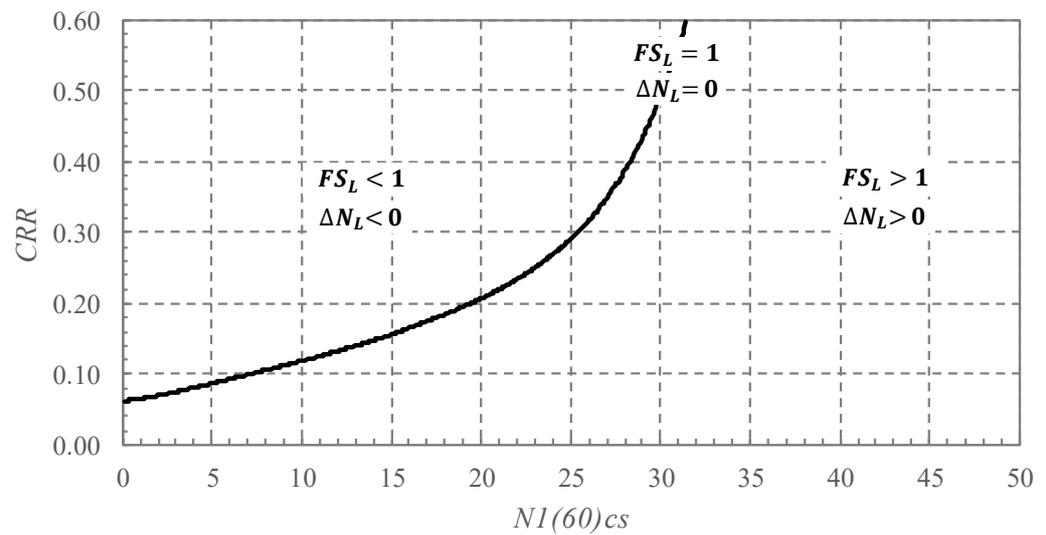


Figura 7.2 Gráfica relación CRR Y Número de golpes.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Debido a que los suelos de Tarqui tienen distintos comportamientos a causa de las diferentes condiciones geológicas como por ejemplo la influencia del Río Burro, la presencia de una laguna de depósitos aluviales y un cordón litoral que desemboca en la playa de Tarqui, en base a la respuesta sísmica se ha subdividido el procedimiento a seguir en varias zonas cada una con una fórmula que indica el Nreq para las mencionadas.

7.2. Mapa de zonificación por constructividad

7.2.1. Factores que se utilizaron para definir los sectores del mapa de constructividad

En el mapa constructivo propuesto en el trabajo realizado va a comprender los distintos factores que involucran un estudio para la construcción de una edificación. En este plano hemos involucrado todos los factores que se han especificados en las secciones anteriores.

- Levantamiento topográfico
- Mapa de daños
- Estudios geofísicos y geotécnicos
- Interpretaciones geológicas

- Licuefacción de suelos

La morfología del terreno permite establecer que la zona afectada presenta depósitos de suelos en la ondonada topográfica que se tiene desde la parte alta de Tarqui hasta el río Burro.

El depósito que se tiene en medio de los afloramientos

Factores como la topografía del sector que nos permite analizar las condiciones del terreno, las pendientes, lagunas que se pueden formar y con criterio ingenieril se puede concluir las zonas más vulnerables contra la acción de un sismo.

El depósito que se tiene en medio de los afloramientos de arcillolita debe ser considerado como un material suelto muy poco consolidado, con capas de arena limosa que se encuentran depositados en la fuente que constituye el lecho rocoso de arcillolitas.

Dado que en la parte norte del área estudiada las arcillolitas son aflorantes, a partir de esta se forma un depósito que se va profundizando en dirección sur. Esto es en dirección al cauce del río Burro.

De esta forma se establece que el área más crítica es la que se tiene en la parte sur donde el depósito de suelo es más espeso.

Una segunda área crítica AS2 se tiene entre la primera AS1 y el área inicial que corresponde a la parte donde el depósito de suelo tiene el menor espesor (AS3). Ver Perfil Longitudinal 1 Anexo E. En el pie del perfil se observa la pendiente del lecho rocoso de arcillolitas y que el mayor depósito se tiene en torno al cauce del río Burro. Se ha definido también una que se tiene en el borde occidental del área sísmológica 3 (AS3).

El mencionado sector ha sido considerado como US2 debido a que el depósito de estos materiales poco compactos tiene la libertad cinemática de moverse en dirección al mar por lo que puede ocurrir un deslizamiento de pequeña magnitud.

La unidad sísmológica 4 ha sido ubicada en la parte sur del área de estudio. Es la que presenta las mejores condiciones en el sector de Tarqui donde es factible que se realicen construcciones mediante losas de cimentación y superestructuras reforzadas tales como marcos estructurales, arriostrados, etc.

No se recomienda la construcción de viviendas de mampostería.

Las viviendas de una planta pueden ser construidas eliminando las capas de suelo del lugar y reemplazándolas con otras de mejor calidad geotécnica que permitan una buena compactación.

En el perfil transversal T-T' se puede constatar que el área sísmológica 2 se ha formado en el talud relativamente inclinado en dirección del mar.

Un factor muy influyente es la geología del sector, que indica los distintos depósitos que se han formado a lo largo de los años. La formación más reciente se puede observar cerca del Río Burro, y según el nivel de antigüedad de los depósitos dependerá el grado de licuación. (Boulanger & Idriss, CPT and SPT based liquefaction triggering procedures, 2014).

Como ayuda para realizar el mapa de constructividad, nos hemos basado en otros datos, como es el mapa de daños. Que muestra un registro de los distintos grados de daño que puede tener una edificación. El mapa nos muestra tres niveles de daños, tenemos nivel inspeccionado que significa que la casa puede estar habitable, nivel de uso restringido, y el último nivel es de inseguro que indica edificaciones con niveles elevados de asentamientos y que es posible que se derrumbe la edificación.

Mapa de licuación a partir de los ensayos SPT y CPT, que nos indican los sectores con mayor potencial de licuefacción, y que pueden producir asentamientos y desplazamientos verticales provocando daños a las estructuras.

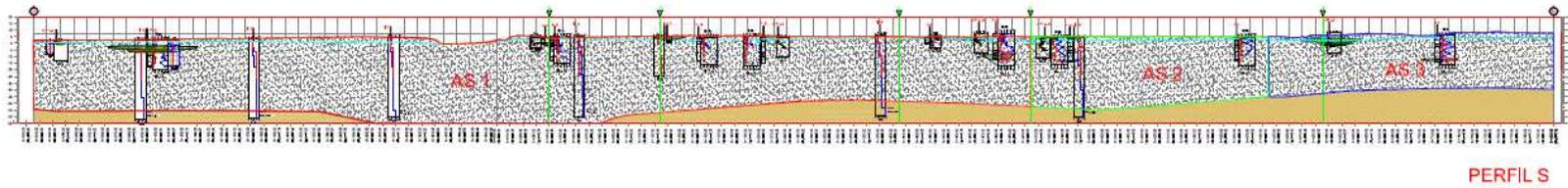


Figura 7.4 Perfil longitudinal de Tarqui, se puede observar los depósitos hacia el río burro, desde la parte alta de Tarqui (Lado derecho del perfil S).
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

7.2.2. Ubicación de las distintas áreas de estudio del sector de Tarqui

Se ha dividido en sectores a Tarqui, tomando en cuenta todos los factores que se mencionan en la sección 7.2.1. Se ha dividido el sector en 4 áreas de estudio sismológicas (AS) según el grado de probabilidad estimada de daño sísmico.

Esta subdivisión del barrio Tarqui se muestra en la Figura 7.5, donde podemos ver que el área 1 es el más peligroso para las obras civiles, el área 2 es medianamente peligroso, el área 3 menos peligrosa e insegura y el área 4 es la zona donde menos peligro se puede presentar ante la acción de un sismo.

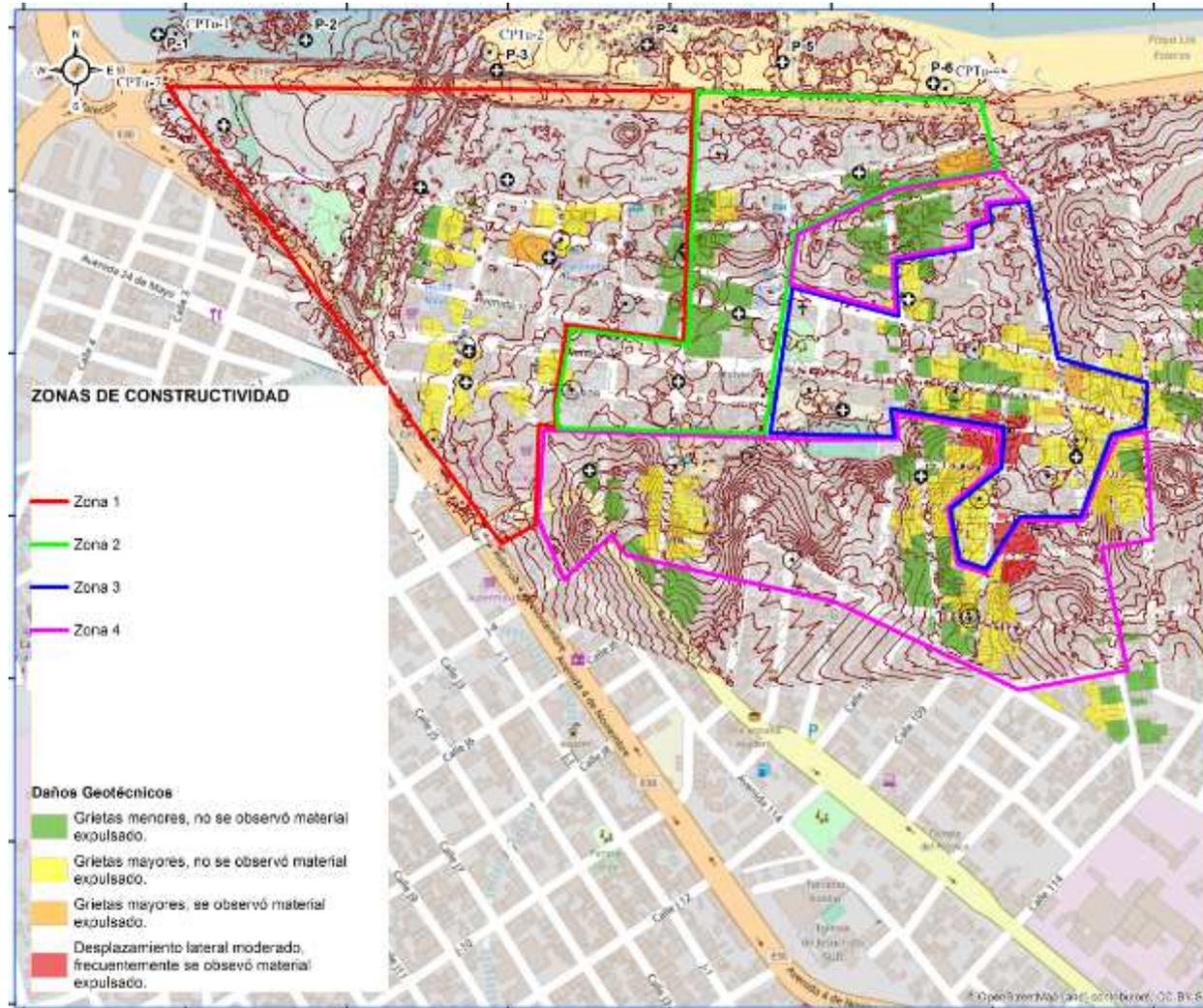


Figura 7.5 Mapa de constructividad de parroquia Tarqui, Manta.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

7.3. Descripción de las áreas de constructividad sismológicas del plano de constructividad.

Se define el área 1 la parte de Tarqui que se encuentra abarcando las US 3 y 4 en el suroeste del sector. Constituye el área más crítica del sector en donde se pueden realizar construcciones utilizando cimentación profunda que se introduzca en los estratos de arcillolitas (cimentaciones profundas de más de 40 metros).

En AS 1 y AS 2 no debe haber viviendas de mampostería. Se recomienda el uso de edificaciones con estructuras metálicas o de elementos alivianados prefabricados o de madera optando la caña guadua.

Las estructuras deben estar separadas unos centímetros para evitar el golpeteo de edificios, que pueden provocar el colapso de las estructuras.

AS2 es la segunda más crítica en peligrosidad sísmica. Todas las construcciones altas deben tener cimentaciones profundas, mediante pilotaje. La estructura podría ser de hormigón armado, pero es recomendable la estructura metálica. Las edificaciones no deben estar juntas.

Es recomendable construir soluciones habitacionales de más de 3 plantas con estructura metálica y cimentaciones profundas. No debe haber paredes o viviendas de mampostería.

7.4. Soluciones a través de mejoramiento de suelos de la parroquia Tarqui, Manta.

Categoría	Subcategoría	Método y número de pisos	Descripción General	Beneficios	Aplicaciones
Densificación	Compactación superficial	Compactación tradicional. Nivel = 5	Aplicar carga estática o vibratoria sobre la superficie de la tierra, repitiendo el proceso para aumentar la densificación.	Incrementa la densidad, resistencia y rigidez; reduce la deformación, permeabilidad, potencial de colapso.	Recomendable para un amplio rango de rellenos para un espesor de 30 cm.
		Compactación con rodillo de alto impacto. Nivel= 2	Aplicar un movimiento de levantar y dejar caer el rodillo con un gran impacto de energía sobre la superficie del terreno	Incrementa la densidad, resistencia y rigidez; reduce la deformación, permeabilidad, potencial de colapso.	Recomendable para un amplio rango de geomateriales a una profundidad de 2 m.
		Compactación rápido impacto. Nivel = 2	Use un excavador para tirar un peso repetidamente sobre la superficie para densificar	Incrementa la densidad, resistencia y rigidez; reduce la deformación, permeabilidad, potencial de colapso.	Recomendable para suelos granulares y su compactación llega hasta unos 6 m de profundidad.
	Compactación profunda	Compacta	Arrojar una	Incrementa la	Recomendable

		<p>ción dinámica. Nivel = 5</p>	<p>masa bien pesada desde una gran distancia de alto para aplicar una alta energía sobre la superficie de la tierra.</p>	<p>densidad, resistencia y rigidez; reduce la deformación, permeabilidad, potencial de colapso, a profundidades grandes. (10 m)</p>	<p>para suelos granulares, suelo colapsable, y material de desperdicio con menos de 15% de finos a una profundidad de 10m</p>
		<p>Vibro - compactación. Nivel= 5</p>	<p>Aplicar una fuerza vibratoria y agua para Aplicar una fuerza vibratoria y / o Agua por una sonda en problemática circundante, Geomaterial, causando Licuefacción y densificación</p>	<p>Incrementa la densidad, resistencia y rigidez; reduce la deformación, permeabilidad, potencial de colapso, a profundidades grandes. (10 m)</p>	<p>Recomendable para arenas limpias con menos de 15% de limo y menos de 2% de arcilla, profundidad: 5 - 15 m.</p>
Reemplazo de suelo	Reemplazo Profundo	<p>Columnas de arena compactada.</p>	<p>Desplace el geomaterial problemático conduciendo una carcasa al suelo y rellene el agujero con arena (densificada por vibración durante la retirada de la carcasa)</p>	<p>Aumentar la capacidad de carga y la estabilidad; Reducir el potencial de sedimentación y licuefacción; Acelerar la consolidación.</p>	<p>Adecuado para una amplia gama de geomateriales a una profundidad típica de 5-15 m; Utilizados para mejorar las cimentaciones.</p>
		<p>Columnas de piedra</p>	<p>Chorro de agua o aire para eliminar o desplazar geomaterial problemática por una sonda y rellenar el agujero con piedra para formar una columna</p>	<p>Aumentar la capacidad de carga y la estabilidad; Reducir el potencial de sedimentación y licuefacción; Acelerar la consolidación.</p>	<p>Adecuado para una amplia gama de geomateriales (resistencia al cizallamiento no drenada > 15 kPa) a una profundidad típica de 5-10 m (hasta 30 m); Utilizados para mejorar las cimentaciones.</p>

			densificada por vibración.		
		Columnas de agregado	Pre드릴 un relleno con agregado, densificado por apisonamiento	Aumentar la capacidad de carga y la estabilidad; Reducir el potencial de sedimentación y licuefacción; Acelerar la consolidación.	Adecuado para una amplia gama de geomateriales a una profundidad típica de 5-10 m con un nivel de aguas subterráneas profundas; Utilizados para mejorar las cimentaciones.
		Columna de vibro-concreto	Conducir una sonda vibratoria al suelo para desplazar el geomaterial problemático, reemplazándolo por hormigón	Aumentar la capacidad de carga y la estabilidad; Reducir el asentamiento	Apropiado y económico para suelo muy blando a una profundidad típica de 5-10 m; Utilizados para mejorar las cimentaciones.

7.5. Descripción de algunas metodologías de mejoramiento de suelo.

7.5.1. Pilas de Agregado Compactado.

Este procedimiento brindará a la estructura un control de asentamiento post licuefacción para las estructuras que se asentarán sobre esta técnica de mejoramiento de suelo. Disminuye los problemas de deformación volumétrica que se puede encontrar en el sector, como se pudo observar que es una forma de presentarse el fenómeno de licuefacción. Otra forma de

presentarse el fenómeno es inducir la deformación lateral o desplazamiento lateral del suelo.

El método puede ser utilizado para solucionar el problema de licuefacción, y debe ajustarse con una buena cimentación y en general con un buen diseño sismo-resistente de las nuevas estructuras que se asentarán en la parroquia Tarqui – Manta.

El suelo de la parroquia Tarqui se conforma mayoritariamente de arenas, combinadas con finos, formando arenas limosas o arenas arcillosas hasta arcillas arenosas, es decir la litología es de gran variedad. Para ver la conformación y propiedades de los depósitos se debe revisar la sección 3.1, donde se realizó una caracterización del suelo de Tarqui por sectores tratando de disminuir la variabilidad espacial con respecto a las características de suelo.

La ejecución de Columnas de Grava o Vibro-sustitución constituye una técnica de mejora y refuerzo del terreno, basado en la vibración profunda y que se emplea tanto en obra civil como en edificación.

Esta vibración profunda se basa en el desplazamiento lateral del terreno y en la incorporación y compactación de grava contra el terreno.

Es una técnica alternativa a cimentaciones profundas tradicionales, cuya ejecución no se basa en transmitir las tensiones hasta un sustrato competente, si no en sustituir el terreno existente por otro mejorado, mediante una mejora de todos los parámetros intrínsecos del terreno: ángulo de rozamiento, cohesión, módulo de deformación, densidad, etc., hasta obtener un suelo equivalente mejorado, de parámetros suficientes para el apoyo de esa estructura mediante una cimentación directa.

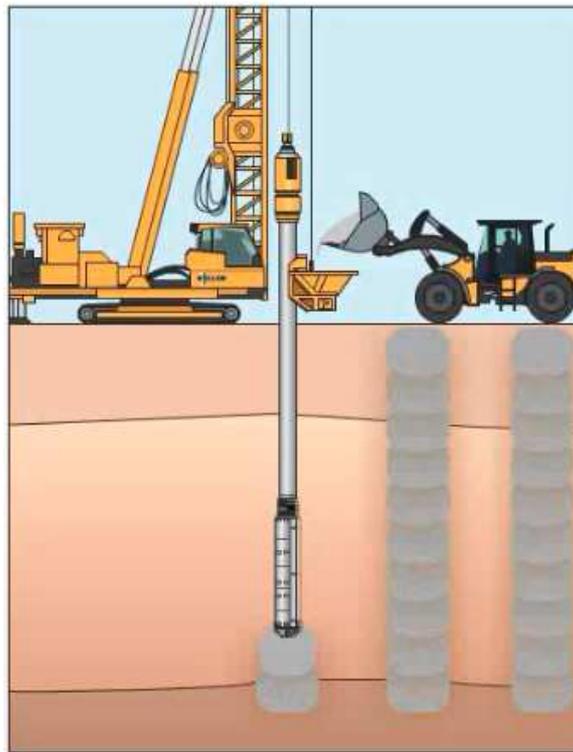


Figura 7.6 Columnas de grava compactada in situ

Fuente: Keller-cimentaciones,2016.

7.5.2. Proceso de instalación

El proceso de instalación dependerá de la empresa, pero hemos generalizado los pasos más importantes que se deben seguir a realizar la instalación.

1. Se introduce el mandril a la profundidad que determina el diseño mediante desplazamiento. Dependiendo de la consistencia del suelo puede que se necesite una herramienta helicoidal para prebarrenar el terreno, de manera que el mandril pueda perforar sin mayor esfuerzo.
2. El mandril hueco tiene un apisonador especial en la punta inferior que se introduce en el suelo usando fuerza estática aumentada por la energía de impacto vertical dinámica. El diámetro de los apisonadores varía de 12 a 16 pulgadas. Con este sistema se alcanzan hasta 14 metros de profundidad de refuerzo. El sistema cuenta con un dispositivo en la punta del tubo que impide que el suelo se introduzca dentro del mismo a medida que se penetra en el suelo.
3. Después de introducirlo a la profundidad de diseño, el tubo hueco sirve como conducto para la colocación del

agregado angular de alta calidad que se requiere para desarrollar alta densidad y alta resistencia al corte. El agregado se coloca dentro del tubo, el cual, junto con el apisonador, se levantan aproximadamente tres pies y después se vuelven a introducir dos pies, formando una capa compactada de un pie de espesor (esta secuencia de compactación puede cambiar pudiendo subir el mandril 4 pies para bajar 3, o subir 5 pies para bajar 4 pies, siempre construyendo en capas compactadas de 1 pie. Esta condición depende del diseño). La compactación se logra mediante fuerza estática y energía de impacto dinámica del martillo. El apisonador especial en combinación con el martillo de alta energía de impacto densifica el agregado verticalmente y lateralmente dentro de la cavidad. Esto resulta en un acoplamiento excelente con los suelos circundantes y un control confiable con una resistencia y una rigidez insuperables.

4. Se repite el paso anterior sucesivamente para construir por capas la Pila hasta la cota de desplante de la cimentación. Tras la instalación, el sistema permite reforzar el suelo bajo taludes y terraplenes, provee apoyo

de cimentaciones superficiales, losas de pisos, y cimientos de tanques de almacenamiento. Los esfuerzos de las cimentaciones son atraídos por las pilas rígidas, resultando en un control de asentamiento adecuado.

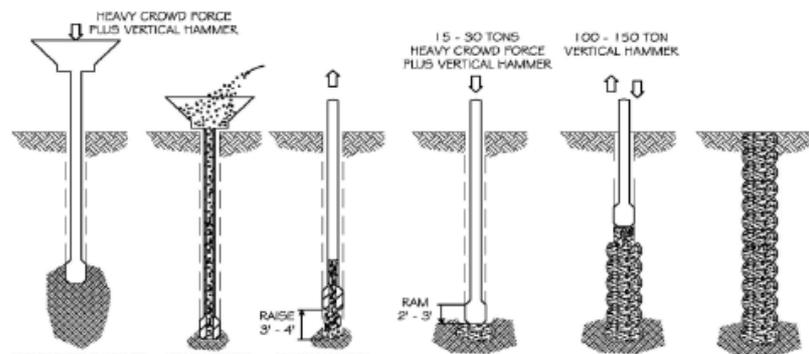


Figura 7.7 Equipo de construcción.

Fuente: Geopier, 2016

Los elementos son diseñados para controlar asentamientos en las cimentaciones de las obras civiles específicamente hablaremos de las edificaciones. Los asentamientos de las cimentaciones son estimados como la suma de los asentamientos en la zona superior reforzada con las columnas de grava y el asentamiento estimado en la zona inferior (lower zone).

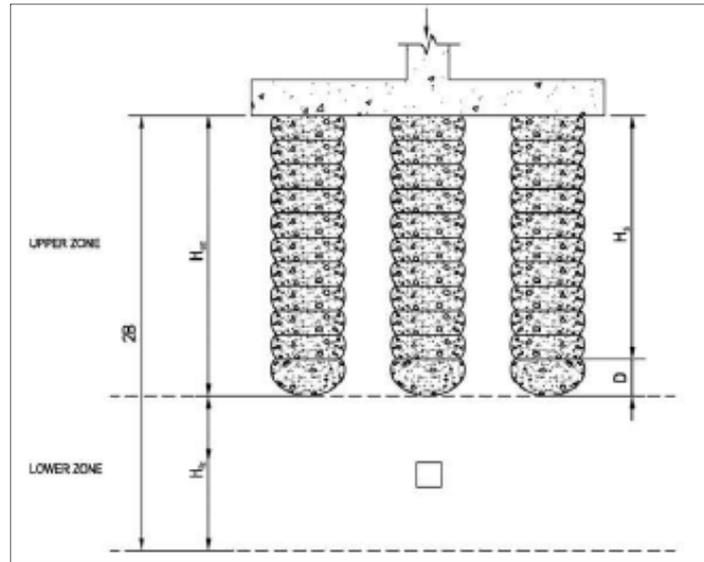


Figura 7.8 Conexión entre las pilas y las cimentaciones.

Fuente: Geopier, 2016

7.5.3. Propuesta técnica

Se escogió una parte del perfil 1 donde se dibujan los estratos licuables que se obtuvieron del análisis de la sección 5 del presente trabajo, el perfil 1 con los estratos licuables se puede encontrar en el Anexo L, entre las abscisas 0+220 hasta la abscisa 0+250 vamos a desarrollar este ejemplo.

En este caso se ha establecido mediante ensayos que existen 4 estratos licuables con espesores que varían entre 1.50 a 2.50 metros de espesor.

Hemos considerado para el cálculo de precios, una edificación que tenga 250 metros cuadrados de construcción, con 15 metros de ancho y 10 metros de largo. Para mejorar el suelo con la técnica hemos establecido que las columnas de grava tengan de diámetro de 0.50 metros.

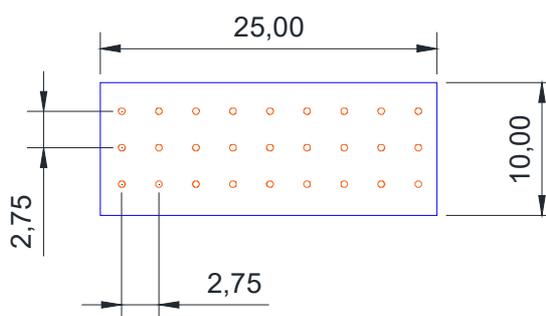


Figura 7.9 Vista en planta de las instalaciones propuesta.
Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

Tabla XXVI. Detalle de las unidades de mejoramiento de suelo.

Cantidad	Profundidad	Unidad	Detalle	Precio	Subtotal	Valor Total(\$)
27	15	Metro lineal	Sistema de mejoramiento de suelo con columnas de grava	45	18225	18225

Fuente: Geopier, 2016

Las columnas de grava van a tener una profundidad de hasta 15 metros, para cubrir todos los estratos licuables que existen debajo de la edificación, es necesario cubrir estos estratos para no tener ningún problema de asentamientos.

Cabe recalcar que esto es un esquema idealizado y generalizado de una solución que se podría estar usando en campo, pero no debe ser tomado como una solución específica. Es un ejemplo que hemos podido encontrar.

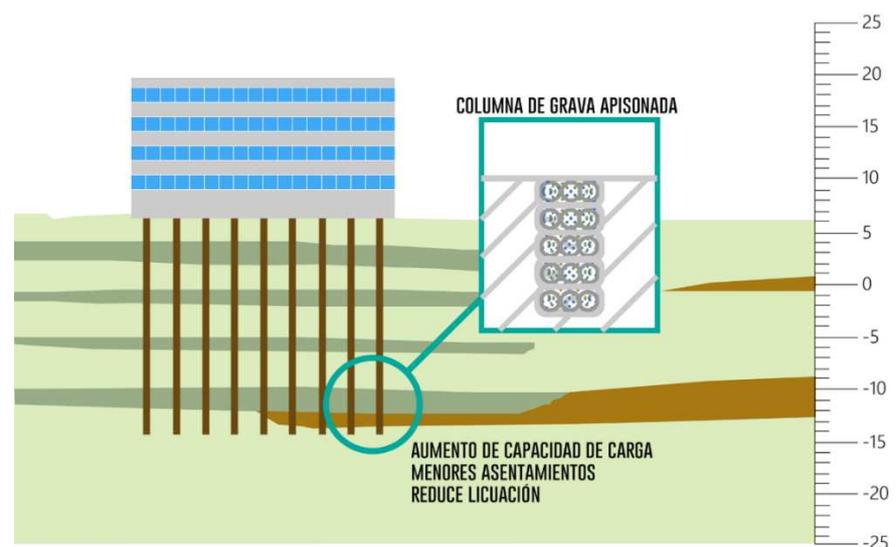


Figura 7.10 Se observan las columnas de grava que se introduce en los estratos licuables que son marcados de color verde.

Fuente: Anton, R., Aviles, A., 2017.

7.5.4. Compactación dinámica.

La compactación dinámica es una técnica para mejoramiento de suelos, entre las propiedades de mejoramiento de suelo se encuentra la resistencia, la capacidad portante. Con respecto a los ensayos mecánicos como el SPT, aumenta el número de golpes de una arena (N60).

La técnica de mejoramiento de suelo es bien sencilla. La técnica consiste en el efecto de alta energía causados por la caída libre de una masa de 10 a 35 toneladas. El principio fundamental es la transmisión de energía a través de ondas de compresión y de corte de muy alta energía.

Para verificar que la técnica funciona se debe comprobar los resultados que se quieren obtener para que la estructura que se asentará en el futuro no falle por deformaciones o por desplazamientos laterales. Para comprobar esto, se requiere el uso de ensayos de suelos, se puede utilizar el SPT o CPT, tomando los datos antes y después de la compactación dinámica.

La compactación dinámica se emplea tanto en suelos no saturados como en suelos localizados bajo el nivel freático.

La técnica de mejoramiento de suelos por compactación dinámica tiene una profundidad máxima de acción, es decir la máxima distancia que puede llegar a alterar la técnica la compacidad del suelo, esta profundidad máxima es de 12 metros, esta distancia va a depender de otros factores. (Han, 2015).

Se recomienda para las siguientes características de suelo (Han, 2015):

- Rellenos parcialmente saturados y de compacidad suelta.
- Suelos saturados
- Limos con plasticidad menor a 8
- Arcillas con bajo grado de saturación, y que tengan el contenido de humedad menor que el índice plástico.

7.5.5. Procedimiento de compactación dinámica para mejoramiento de suelo

La compactación dinámica consiste en dejar caer desde una altura de 10 a 30 metros aproximadamente, un peso de aproximadamente de 10 a 35 toneladas

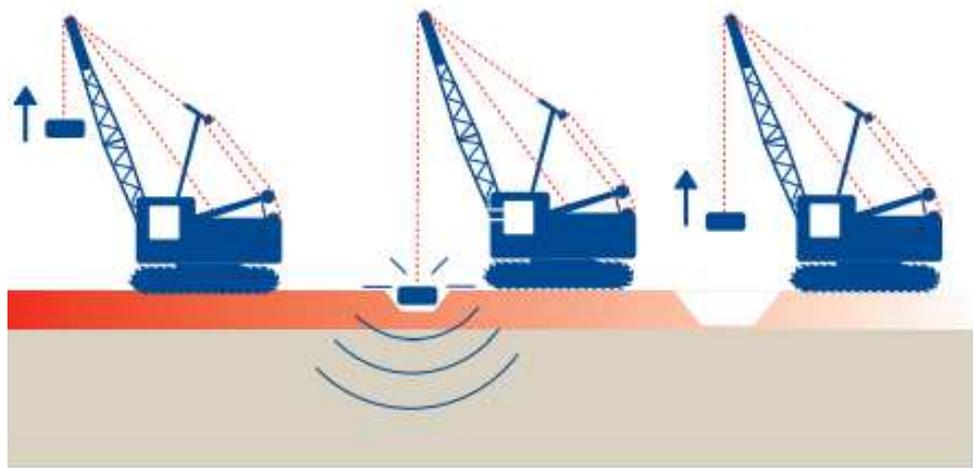


Figura 7.11 Procedimiento de la técnica compactación dinámica.

Fuente: Menard S.A.

El número de fases va a depender del tipo de suelo que se encuentra en el lugar, y de los objetivos o resultados que se quiere alcanzar. Se debe conocer el espeso, el tipo de suelo y la permeabilidad. (Han, 2015)

Se utilizan grúas de 80 a 120 toneladas que cuenten con los accesorios necesarios para el trabajo de compactación dinámica.

Se puede notar en la Figura 7.12 que la aplicación de la técnica sirve para mejoramiento de suelos, consiguiendo un 40% más de densificación de las capas superiores. Se aumenta las propiedades dinámicas y mecánicas de los suelos.

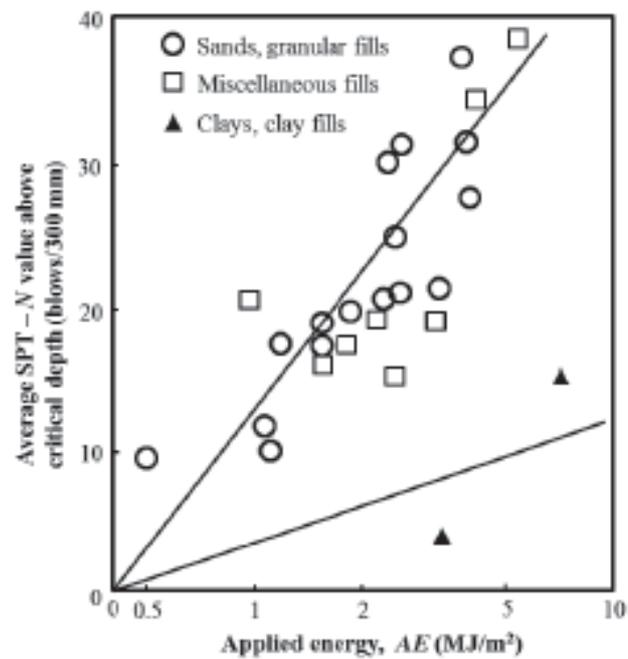


Figura 7.12 Gráfica que muestra el incremento de las propiedades de los suelos.

Fuente: Han, 2015

CAPÍTULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

A continuación, se presentan las principales conclusiones del presente trabajo:

El presente trabajo ha utilizado el modelo cuadrático hiperbólico generalizado para representar el comportamiento esfuerzo deformación en el tiempo de los suelos en la parroquia de Tarqui. El modelo demuestra ser sensible a los cambios bruscos de velocidad y los parámetros de ingreso del modelo utilizado para calcular la generación de presión de poros en exceso de Matasovic y Vucetic (1995) usando el criterio de Carlton, 2014.

Los suelos de Tarqui están compuestos de arenas sueltas con contenido de limos las cuales demuestran ser licuables. Debido al historial previo de licuefacción se espera que en un evento similar al del 16 de Abril se efectúe el fenómeno mencionado.

La modelación de columnas de suelo en una dimensión mediante el método GQ/H demostró ser efectiva al momento de describir el comportamiento en altos valores de deformación. A pesar de esto se ha encontrado mucha sensibilidad al escoger la velocidad de onda cortante y modelo de exceso de presión de poros apropiados.

Se observó mucha similitud entre lo obtenido mediante las metodologías semi-empírica (SPT, CPT) y matemática (V_s) junto a lo observado en el campo (Fotografías e Índice de daños). Esto en base al FS menor a 1 y al R_u igual a 1.

El fenómeno de licuefacción altera la respuesta espectral de aceleración lo que significa que la fuerza cortante sísmica transmitida en edificaciones suele ser menor de lo esperado.

RECOMENDACIONES

Para constructividad se proponen estructuras de pórticos resistentes a momento, estructuras metálicas arriostradas y de hormigón armado sin muros hasta tres pisos. Su cimentación deberá ser de zapatas corridas en dos sentidos con vigas rígidas o losas de cimentación.

Hasta tres pisos se deberá tomar en cuenta de manera crítica los efectos de licuación en las estructuras. Por lo que se recomienda un análisis de suelo-estructura para estas edificaciones.

Para estructuras mayores a tres pisos se deberá tomar en cuenta de manera crítica los espectros de diseño obtenidos en el presente proyecto. En estas estructuras se sugiere el uso de pilotes de cimentación cuya profundidad se extenderá hasta por debajo de los estratos licuables.

En mejoramiento de suelos se recomiendan las columnas de grava apisonada para estructuras de alta importancia, métodos de compactación dinámica para estructuras de tres pisos que se utilicen para el comercio y métodos de inyección de materiales cementantes para estructuras menores tal como indica el mapa de constructividad.4.

ANEXOS

BIBLIOGRAFÍA

Athanasopoulos, A. M. G. (2008). Select topics on the static and dynamic response and performance of earthen levees. ProQuest.

Boulanger, & Idriss. (2008). *Soil Liquefaction During Earthquakes*. Oakland: Earthquake Engineering Research Institute.

Boulanger, & Idriss. (2014). *CPT and SPT based liquefaction triggering procedures*. Universidad de California, Departamento de Ingeniería Civil y Medio Ambiente, Davis.

Braja M. Das, K. S. (2013). *Principles of Geotechnical Engineering*. CL Engineering.

Braja, M. (2004). *Principios de ingeniería de cimentaciones* (5a ed.). (J. T. Bonilla, Ed.) Sacramento, California , Estados Unidos: International Thomson Editores S.A. doi:970-686-481-4

Bray, & Sancio. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*

Cetin, K. O., Seed, R. B., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder Jr, L. F., Kayen, R. E., & Moss, R. E. (2004). Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction

potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(12), 1314-1340.

CLiq. (12 de 2016). CLiq Geotechnical liquefaction software. *CLiq Geotechnical liquefaction software*. Geologismiki.

County, B. (2015). Site-Specific Response Analyses New I-26 Volvo Interchange Berkeley County, South Carolina S&ME Project No. 1413-15-114.

Darendeli, M. B. (2001). "Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves." Ph.D. thesis, Univ. of Texas, Austin, TX.

Deger, T. T. (2014). Overburden Stress Normalization and Rod Length Corrections for the Standard Penetration Test (SPT).

Groholski, D. R., Hashash, Y. M. A., Musgrove, M., Harmon, J., & Kim, B. (2015). Evaluation of 1-D Non-linear Site Response Analysis using a General Quadratic/Hyperbolic Strength-Controlled Constitutive Model.

Groholski, D. R., Hashash, Y. M., Kim, B., Musgrove, M., Harmon, J., & Stewart, J. P. (2016). Simplified model for small-strain nonlinearity and

strength in 1D seismic site response analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(9), 04016042.

Han, J. (2015). *Principles and practice of ground improvement*. John Wiley & Sons.

Hutabarat, D. (2016). *Evaluation of One-Dimensional Seismic Site Response Analyses at Small to Large Strain Levels (Doctoral dissertation)*.

Iwasaki. (1978). A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. *5th Japan Earthquake Engineering Symposium*.

J. A. Sladen, R. D. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*.

Kun Li, D., Juang, C. H., & Andrus, R. D. (21 de Octubre de 2005). LIQUEFACTION POTENTIAL INDEX: A CRITICAL ASSESSMENT USING PROBABILITY CONCEPT. E.E.U.U.: *Journal of GeoEngineering*.

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education India.

Li, D. K., Juang, C. H., & Andrus, R. D. (2006). Liquefaction potential index: a critical assessment using probability concept. Taiwan Geotechnical Society. J Geoen, 1(1), 11-24.

Look, B. (2007). *Handbook of geotechnical investigation and design tables* (Vol. 58). London: Taylor & Francis.

Matasovic, N. (1993). "Seismic response of composite horizontally-layered soil deposits." Ph.D. thesis, Univ. of California, Los Angeles.

Menq, F. Y. (2002). Dynamic Properties of Gravelly and Sandy Materials (Doctoral dissertation, Ph. D. dissertation. University of Texas at Austin).

NEC-SE-GC. (2015). *Norma ecuatoriana de la construcción (Geotécnia y Cimentaciones)*. Quito: Dirección de comunicación social, MIDUVI.

Robertson, P. K. (2009). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(6), 842-853.

Robertson. (2009). *Performance based earthquake design using the CPT*. Signal Hill: Gregg Drilling & Testing Inc.

Robertson. (2010). *Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test*. ASCE.

Seed, H., & Idriss, I. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*.

Skempton, A. W. (1986). No Access Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Géotechnique*.

Terzaghi, K., & Peck, R. B. (2015). MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA. 2A.

Tolga, T. D. (2014). *Overburden Stress Normalization and Rod Length Corrections for the Standard Penetration Test*. Berkeley: UC Berkeley Electronic Theses and Dissertations.

Toulkeridis, T., Chunga, K., Rentería, W., Rodriguez, F., Mato, F., Nikolaou, S., ... & Ruiz10, H. Mw7. 8 Muisne, Ecuador 4/16/16 Earthquake observations: Geophysical clustering, intensity mapping, tsunami.

Williams, N. D. (2015). Evaluation of Empirical Prediction Methods for Liquefaction-Induced Lateral Spread from the 2010 Maule, Chile, M w 8.8 Earthquake in Port Coronel.