

**“ESTUDIO DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA Y
GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE ESMERALDAS
SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA
CONSTRUCCION 2015”**

CAPÍTULO 10

**MANUAL PRÁCTICO PARA LA
CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA, GEOTÉCNICA Y
SÍSMICA DE LA CIUDAD DE ESMERALDAS**

**ELABORADO POR
GEOESTUDIOS S.A.**

**ELABORADO PARA:
MINISTERIO DE DESARROLLO URBANO Y
VIVIENDA**

2017

REVISION	FECHA			GEOESTUDIOS S.A.			CONTRATISTA	
				Elaborado por:	Revisado por:	Aprobado por:	Revisado por:	Aceptado por:
A	D 28	M 03	A 2017	Ing. Carlos Pozo Ing. Jimmy Vargas	Ing. Sebastián López	Phd. Xavier Vera		

Contenido

10.1 INTRODUCCIÓN	5
10.1.1 ANTECEDENTES	5
10.1.2 OBJETIVOS	5
10.1.3 ALCANCE.....	5
10.1.4 JUSTIFICACIÓN.....	6
 10.1 EVALUACIÓN GEOLÓGICA DE ESMERALDAS	 6
10.1.1 MACRODOMINIOS GEOLÓGICOS.....	6
10.1.2 SISMO-TECTÓNICA DE ESMERALDAS Y FUENTES SÍSMICAS	7
10.1.2.1 SISMOS DE SUBDUCCIÓN CON $M \geq 7.5$	7
10.1.2.2 SISMOS DE FALLAS CORTICALES CON $6 \leq M \leq 7.1$	9
10.1.2.3 FALLAS CORTICALES Y MÁXIMAS MAGNITUDES	10
10.1.2.4 FALLA ESMERALDAS Y POSICIÓN ESTRUCTURAL PARA LA CIUDAD	11
10.1.3 DESCRIPCIÓN DE FORMACIONES GEOLÓGICAS Y SUELOS RECIENTES.....	14
10.1.3.1 FORMACIÓN ONZOLE	14
10.1.3.2 FORMACIÓN BORBON	16
10.1.3.3 DEPÓSITOS LITORALES ACTUALES	16
 10.2 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA BASE PARA LA INVESTIGACIÓN.....	 17
10.2.1 CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN EXISTENTE.....	17
10.2.2 CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN DEL PRESENTE PROYECTO.....	19
 10.3 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE ESMERALDAS.....	 26
10.3.1 ZONA GEOTÉCNICA F1 Y F4	28
10.3.2 ZONA GEOTÉCNICA E.....	28
10.3.3 ZONA GEOTÉCNICA D.....	28
10.3.4 ZONA GEOTÉCNICA C.....	28
10.3.5 ZONA GEOTÉCNICA B.....	29
 10.4 RESULTADOS DEL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LOS MATERIALES.....	 29
10.4.1 RESULTADOS DEL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO	29
10.4.1.1 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS GENERALES	29
10.4.1.2 SENSITIVIDAD.....	31
10.4.1.3 GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS.....	32

10.4.1.4	PESO VOLUMÉTRICO	33
10.4.1.5	RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA E HISTORIA DE ESFUERZOS	34
10.4.1.6	COMPRESIBILIDAD	38
10.4.1.7	ENSAYO CPT	42
10.4.1.8	LÍNEA SÍSMICA DE REFRACCIÓN	44
10.4.1.9	MEDICIÓN DE PERIODOS ELÁSTICOS DEL SUELO BASADO EN ENSAYO DE NAKAMURA. 44	
10.4.1.10	ESTIMACIÓN DE VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE (V_s) A PARTIR DEL ENSAYO MASW+MAM.	48
10.4.1.11	ESTIMACIÓN DE V_s DE SUELOS BLANDOS Y DEL SEMIESPACIO A PARTIR DE ENSAYOS COMBINADOS MASW-MAM Y NAKAMURA	51
10.4.2	RESULTADOS DE COMPORTAMIENTO DINÁMICO.....	52
10.4.2.1	CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS DE LA ROCA	53
10.4.2.2	VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE V_s	57
10.5	ANÁLISIS SISMOLOGICOS DE SISMOS DE ENTRADA	58
10.5.1	UHS Y MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE ENTRADA PARA EL ANÁLISIS	58
10.5.1.1	MEDIANA DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS	58
10.5.1.2	MOVIMIENTOS SÍSMICOS REGISTRADOS EN ESMERALDAS.....	60
10.6	ECUACIONES DE CORRELACIÓN PARA ESTIMAR LA VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE CON LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LOS SUELOS DE LA CIUDAD DE ESMERALDAS	61
10.6.1	CORRELACIONES BASADAS EN LA RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO.....	62
10.6.2	CORRELACIONES BASADAS EN EL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.....	64
10.7	ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DINAMICA DE CAMPO LIBRE PARA LAS ZONAS GEOTÉCNICAS DE LA CIUDAD DE ESMERALDAS	65
10.7.1	ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DINAMICA DEL SUELO	67
10.7.1.1	INTENSIDAD DE LOS SISMOS PARA ANÁLISIS LINEAL EQUIVALENTE	67
10.7.1.2	PROCESO DE CALIBRACION DINAMICA DE LOS SITIOS IGN (AES2) Y UCG 68	
10.7.1.3	CURVAS NORMALIZADAS DE DEGRADACIÓN DEL MÓDULO DE CORTE Y DE AMORTIGUAMIENTO DEPENDIENTES DE LA DEFORMACIÓN	68
10.7.1.4	ESTIMACION DE LA PROFUNDIDAD Y VELOCIDAD DE ONDA DEL SEMIESPACIO.....	69
10.7.1.5	RESULTADOS DE LA RESPUESTA DINAMICA DE SITIO.....	69
10.7.2	PERFIL DE VELOCIDAD DE ONDAS CORTANTES POR CADA ZONA GEOTÉCNICA.....	72
10.7.3	PARÁMETROS NO LINEALES DEL SUELO.	75
10.7.3.1	ARCILLAS/LIMOS	75

10.7.3.2	ARENAS	76
10.7.3.3	ARCILLOLITA	76
10.7.4	ANÁLISIS DE RESPUESTA DINÁMICA DE SITIO PARA CADA ZONA GEOTÉCNICA.	76
10.7.4.1	ZONA D-1	76
10.7.4.2	ZONA D-2	78
10.7.5	ANÁLISIS DE ESPECTROS IDR.....	80
10.8	ANÁLISIS DE LICUACIÓN	87
10.8.1	INTRODUCCIÓN	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
10.8.1.1	GENERALIDADES	87
10.8.1.2	ALCANCE	87
10.8.1.3	ÁREA DE ESTUDIO	88
10.8.2	ANÁLISIS DE RESULTADOS	89
10.8.2.1	DEFINICIÓN DE DATOS SISMOLÓGICOS DE ENTRADA	89
10.8.2.2	RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN (SISMO 16 DE ABRIL, 2016) 90	90
10.8.2.3	RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN (SISMO DE DISEÑO)	91
10.8.2.3.2	RESULTADOS DEL ANÁLISIS CUANTITATIVO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN A PARTIR DEL ENSAYO CPTU	95
10.8.2.4	MAPAS DE LPI, LSN, LDI Y S _v (v1-D) (SISMO 16 DE ABRIL, 2016)	97
10.8.3	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
10.9	ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO PARA ESMERALDAS	108
10.9.1	VARIACIÓN DEL PERÍODO ELÁSTICO DE LOS SITOS PARA LAS ZONAS GEOTÉCNICAS DE ESMERALDAS	108
10.9.2	RELACIÓN ENTRE LOS ESPECTROS DE ACELERACIONES ELÁSTICAS DE DISEÑO (Tr = 475 AÑOS) PARA LAS DISTINTAS ZONAS GEOTÉCNICAS Y EL ESPECTRO DE ACELERACIONES DEL SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016, Y RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL....	111
10.9.3	PROCEDIMIENTO PARA OBTENER LOS ESPECTROS PARA LA CIUDAD DE ESMERALDAS 115	115
10.9.4	ESPECTROS PROPUESTOS PARA LA CIUDAD DE ESMERALDAS	116
10.9.5	RECOMENDACIONES	119
10.10	REFERENCIAS.....	120

10.1 INTRODUCCIÓN

10.1.1 Antecedentes

Como consecuencia del evento sísmico de gran magnitud que se vivió en todo el país el 16 de abril 2016, el Gobierno Nacional del Ecuador mediante el Decreto Presidencial No. 1001 el 17 de abril 2016 dispuso el Estado de excepción para las provincias de Esmeraldas, Manabí, Santa Elena, etc. En el decreto suscrito se dispone la movilización nacional para las provincias afectadas declaradas en estado de excepción, de tal manera que todas las entidades de la Administración Pública Central e Institucional deberán coordinar esfuerzos con el fin de ejecutar las acciones necesarias e indispensables para la reconstrucción, así como también para la mitigación y prevención de riesgos ante la posibilidad de nuevos eventos telúricos. En conformidad a esto, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI) ha contratado a la empresa GEOESTUDIOS S.A. para llevar a cabo el **“ESTUDIO DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA Y GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE ESMERALDAS SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015”**

Las condiciones geotécnicas y dinámicas del subsuelo fueron un factor importante para el desempeño de las estructuras durante el evento sísmico, por lo que GEOESTUDIOS S.A. debe realizar los estudios de Microzonificación geotécnica y sísmica del área de estudio con el fin de identificar vulnerabilidad de cada zona y proveer de recomendaciones para el futuro uso de suelo que se planea dar al área considerada para el análisis.

10.1.2 Objetivos

El objetivo principal de este documento, es presentar un Manual práctico para la caracterización geológica, geotécnica y sísmica de la ciudad de Esmeraldas, de manera que sirva para generar o crear espectros de aceleraciones y desplazamientos para el diseño de nuevas estructuras en la ciudad de Esmeraldas. Este documento está orientado a ser una herramienta de fácil uso para los profesionales de la consultoría estructural y geotécnica en lo que se refiere a la definición de la amenaza sísmica. Los espectros de diseño sísmico locales presentados en este documento prevalecerán sobre los espectros de diseño generales presentados en la norma NEC 15.

10.1.3 Alcance

El manual técnico práctico presenta estudios de zonificación geotécnicas y sísmicas que serán de aplicación únicamente para la ciudad de Esmeraldas, con un área de estudio de 3000 Ha aproximadamente. Por lo tanto, todos los profesionales e instituciones públicas y privadas dedicados a tareas de diseño, construcción o fiscalización, deberán cumplir y hacer cumplir los requisitos mínimos aquí establecidos. El manual presenta además un avance importante en la caracterización geológica, geotécnica y sísmica del subsuelo de la ciudad de Esmeraldas, profundizando en las características que influyen en su comportamiento dinámico y haciendo análisis de la variabilidad espacial de las mismas. Finalmente, se presenta un procedimiento para obtener los espectros elásticos de diseño

para estructuras con factor de importancia $I=1$, comparando dichos espectros con los definidos en la norma ecuatoriana NEC (2015).

10.1.4 Justificación

El “Manual práctico para la caracterización geológica, geotécnica y sísmica de la ciudad de Guayaquil” responde a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), la cual dicta que los municipios con poblaciones mayores a 100,000 habitantes deben realizar estudios de microzonificación sísmica. La ciudad de Esmeraldas se ve afectada claramente por esta regulación. Este documento técnico servirá para la aplicación inmediata en la ciudad de Esmeraldas y de ejemplo metodológico para las otras ciudades del país que superen dicha población.

Por otra parte, la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC (2015) indica que los análisis de respuesta dinámica se deben realizar para perfiles de suelos calificados como tipo F (definido en ASCE-7, 2010) y una gran extensión de Esmeraldas, en especial sus depósitos de suelo fluvio-estuarinos, se clasifican bajo esa categoría. Tales regulaciones forzaron y alentaron la realización del tipo de investigación que se presenta en este manual.

10.2 EVALUACIÓN GEOLÓGICA DE ESMERALDAS

10.2.1 Macrodominios geológicos

Los macrodominios geológicos para la provincia de Esmeraldas son referidas al: (a) centro, las altas colinas de Viche, (2) al noreste, la cuenca de Borbón Valdez, y (c) al Suroeste, la cuenca de Muisne – Esmeraldas (ver Figura 10. 1). El sitio de estudio (que comprende el área urbana de la ciudad de Esmeraldas, la zona de Tachina y los islotes, lo cual comprende 2961,16 hectáreas) se encuentra en el tercer macrodominio geológico.

Winckell (1997) define esta cuenca de Muisne Esmeraldas como una depresión en forma de almendra de 40 km de Este a Oeste sobre 1.5 km de Norte a Sur, limitada al Oeste por el pequeño horst de Atacames y al Este por los acantilados del valle del río Esmeraldas. El modelado del relieve está constituido por colinas entre bajas y medias, con altitudes entre los 10 a 260 m.s.n.m. Las vertientes, con pendiente mediana cercana al 40° son de tipo convexo con una parte basal cóncava.

Bajo un clima, con estación seca bien marcada, se desarrollan alteraciones arcillosas medianamente profundas y los suelos con régimen de humedad ústico, son pardos arcillosos. La acumulación de carbonato de calcio, es frecuente al contacto con el horizonte de alteración del suelo. Este paisaje integra también valles bastante extensos, el complejo de terrazas entre arenosas y limosas en la desembocadura del río Esmeraldas, así como el valle del río Atacames que se prolonga hacia el Este por un depósito marino arenoso, fuera del alcance de las aguas y ligeramente remodelado por el viento.

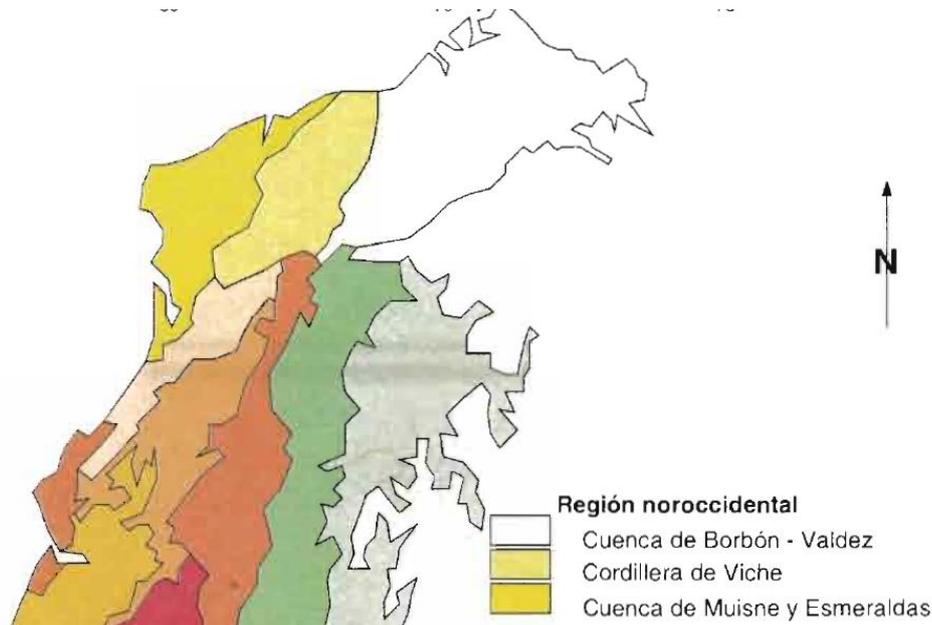


Figura 10. 1 Macrodominios geológicos de la región costera de Esmeraldas (Winckell, 1997).

10.2.1 Sismo-tectónica de Esmeraldas y Fuentes sísmicas

10.2.1.1 Sismos de subducción con $M \geq 7.5$

Las fuentes sísmicas consideradas para el Ecuador continental son los terremotos de subducción y por fallas corticales. Para toda la costa del Ecuador, tres principales segmentos sismogénicos puede ser previamente descrita para la zona de subducción, desde el segmento meridional al septentrional: la costa sur – Golfo de Guayaquil – provincia de Santa Elena, la costa central (provincia de Manabí) y la costa norte de la provincia de Esmeraldas (Chlieh et al., 2014; Chunga, 2010; Nocquet et al., 2014; Yepes et al., 2016). En este último segmento de estructura sísmica, el 31 de enero de 1906 frente a la costa de Esmeraldas (Ecuador) y Tumaco (sur de Colombia) se reportó el sexto terremoto más fuerte documentado en el mundo, con magnitud M_w 8.8 (Kanamori and McNally, 1982; Ye et al., 2016; Yoshimoto et al., 2017). Posteriores terremotos catastróficos acontecieron en 1958 (M_w 7.6) y 1979 (M_w 7.7; USGS). En la zona sur de Esmeraldas, es bien distinguida la delineación de la fractura Galera (límite del segmento norte), es así que las distribuciones espaciales de las réplicas de sismos del terremoto de Pedernales (2016, M_w 7.8) culminan en esta área sísmica.

Compilando datos de sismos históricos desde el 31 de enero 1906 hasta el 31 de enero 2017 (catalogo NEIC-USGS), se han documentados para la provincia de Esmeraldas, 41 sismos con $M \geq 5$. En la Figura 10. 2, se representan los mecanismos focales de sismos de subducción y de aquellos de moderadas magnitudes asociada a fallas geológicas corticales.

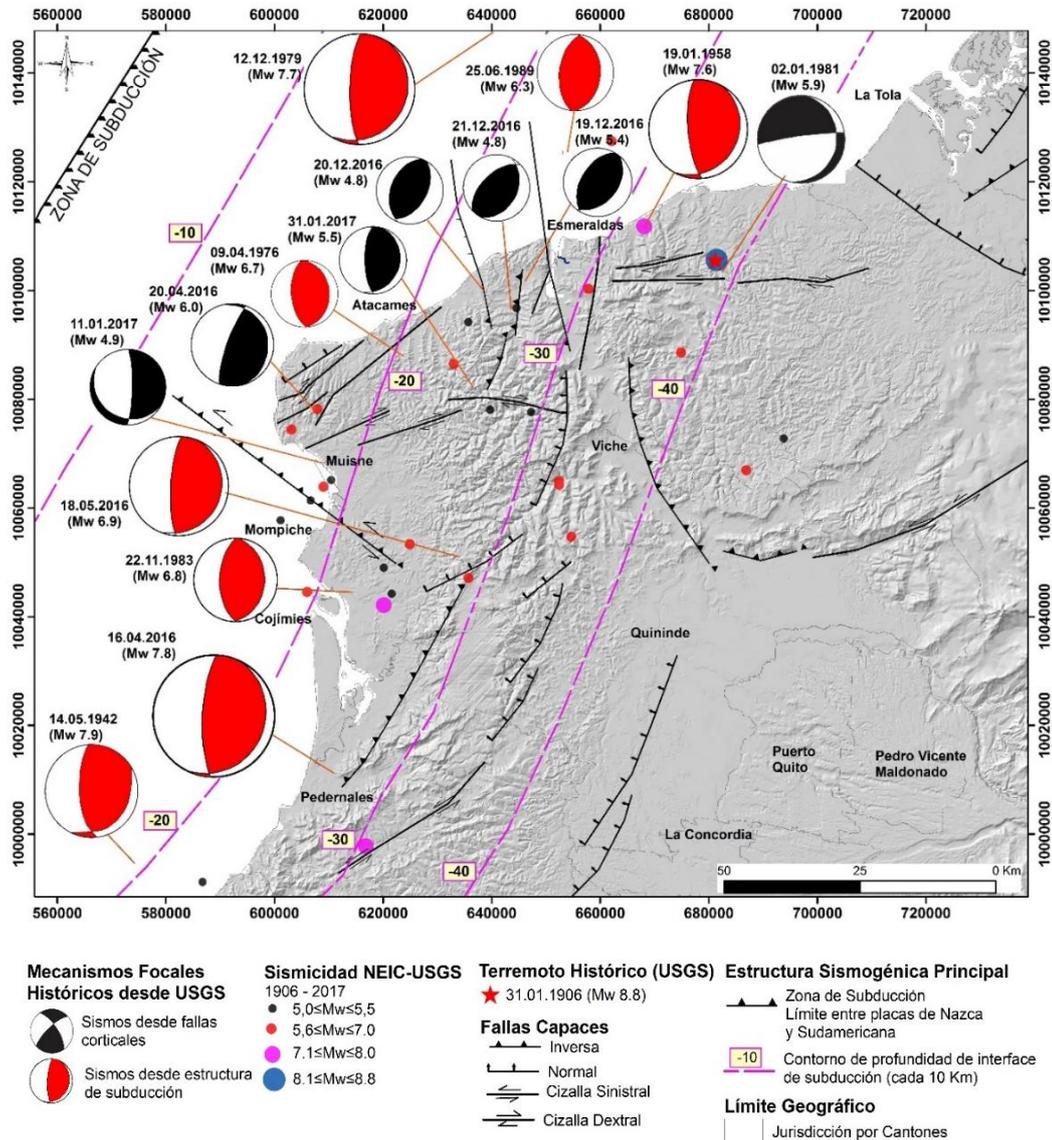


Figura 10. 2 Mapa sismotectónico de la costa norte del Ecuador preparado en este estudio, desde datos de sismos históricos y mecanismos focales del catálogo NEIC-USGS. Contorno de profundidad de la interface de subducción desde Hayes et al., 2012 y Nocquet et al., 2016.

Los terremotos de subducción de 1906 (M 8.8) y 1958 (7.6) causaron olas de tsunami con alturas run-up en el orden de 2 a 5.9 m, con daños considerables para el margen costero y fluvial de la ciudad de Esmeraldas. Para el sismo de 1979 se reportaron daños leves a los edificios y casas en el área urbana.

10.2.1.2 Sismos de fallas corticales con $6 \leq M \leq 7.1$

El reciente terremoto de Pedernales (Mw 7.8) acaecido el 16 de abril de 2016, ha proporcionado una gran cantidad de información sismológica que indica la re-activación de menores fallas capaces en el continente, en particular en la provincia de Esmeraldas. En este estudio se ha seleccionado los sismos con distancia hipocentral menor de 12 km desde enero de 2016 hasta marzo 2017, la proyección espacial de los sismos (IGEPN) y los mecanismos focales (USGS) han permitido clasificar la tendencia estructural y los tipos de las fallas capaces de generar sismos en el orden de $6 \leq M \leq 7.1$ (para la falla Galera se estima una M 7.3). En este rango de tiempo 2016-2017, la ciudad de Esmeraldas ha presentado una mayor actividad sísmica de por lo menos ocho fallas superficiales. Estas fallas corticales tienen dominio tectónico de campos de esfuerzos transpresivos con componentes de cizallas, y otras netamente de cizallas sinistral y dextrales.

El más antiguo evento bien documentado y asociado a la activación de una falla cortical, es referido al sismo del 9 de abril de 1976 (Mw 6.7, profundidad 9 km). La ciudad de Esmeraldas está asentada en sedimentos arcillosos, limosos y arenosos de ambiente deposición de delta fluvial, en efecto, en suelos saturados de zonas de planicies y terrazas aluviales (tipo D, E y F1 según NEC15), se evidenciaron daños de cimentaciones, como el Hospital “Delfina Torres de Concha”, Escuelas “5 de agosto” y “Juan Montalvo”, Mercado Central y varias viviendas. Para los suelos coluviales es asociado un perfil de suelo geotécnico B.

Otro sismo cortical aconteció el 2 de enero 1981 (Mw 5.9), donde el tipo de la potencial falla de cizalla es confrontable con la información de mecanismo focal proporcionado por la USGS. El sismo del 25 de junio de 1989 (Mw 6.3) frente a la ciudad de Esmeraldas, generó menores deslizamientos y daños en el área urbana (información proporcionada por habitantes de la ciudad). Esta información disponible no ha permitido indicar si este sismo corresponde a la dinámica de interface de subducción, o la activación de la falla cortical de Esmeraldas.

Otra reciente actividad sísmica asociada al fallamiento superficial de tipo inverso aconteció el 19 de diciembre de 2016 (Mw 5.4, MI 5.8, profundidad 4 a 6 km; IG-EPN y USGS), con epicentro en el sitio Tonsupa en la zona de Atacames (ver Figura 10. 2), causando daños de 70 edificaciones, de las cuales 10 fueron totalmente colapsadas y se encontraban en suelos arenosos saturados de planicie costera. Al siguiente día, otro sismo de 5.2 sacudió esa misma zona costera. El último reporte de sismo moderado de activación de la falla Atacames (referida como F16 en el capítulo de Geología) es el 31 de enero de 2017, a las 09h22 tiempo local (Mw 5.5, MI 5.7, profundidad 9 km). Un caso particular, es que este movimiento telúrico ocurrió 7 minutos después del simulacro de sismo-tsunami organizado por la Secretaría de Gestión de Riesgos. Daños del edificio del Municipio de la ciudad de Esmeraldas, con cuarteamiento en las mamposterías y colapsos de algunas paredes pequeñas fueron reportados en la capital de provincia. Para

el sitio Atacames, dos casas también resultaron levemente afectadas con daños en sus paredes.

Tabla 10. 1 Sismos moderados a altos, documentados en el catálogo NEIC-USGS (National Earthquake Information Center), en el orden de $M_w \geq 5.0$. Las casillas sombreadas representan los terremotos que originaron Tsunamis.

Ref.	Año	Mes	Día	M_w	Lat. N y S	Long. W	Prof. (Km)
1	1906	1	31	8,8	0,955	-79,369	20
2	1942	5	14	7,9	-0,020	-79,950	20
3	1944	10	23	6,7	0,605	-79,320	20
4	1958	1	19	6,8	1,153	-79,543	28
5	1958	1	19	7,6	1,011	-79,489	28
6	1958	2	1	6,3	1,446	-79,146	25
7	1958	2	1	6,3	1,550	-79,305	25
8	1958	2	1	6,9	1,541	-79,338	15
9	1958	4	15	6,1	0,907	-79,581	25
10	1958	4	14	6,8	0,801	-79,428	25
11	1958	4	3	5,7	1,406	-79,547	25
12	1974	3	10	5,6	0,403	-80,047	43
13	1976	4	9	6,7	0,782	-79,804	9
14	1979	3	1	5,6	0,673	-80,073	33
15	1979	12	12	5,0	1,542	-79,377	33
16	1979	12	12	7,7	1,598	-79,358	24
17	1983	11	22	6,6	0,482	-79,877	55
18	1983	12	21	5,2	0,400	-79,907	40
19	1986	1	19	5,0	0,555	-80,041	33
20	1989	6	25	6,3	1,134	-79,616	15
21	1995	7	20	5,0	0,522	-80,091	33
22	1995	10	10	5,1	1,123	79,350	56
23	2004	6	1	5,4	0,706	79,744	24
24	2007	12	10	5,1	0,589	80,007	39
25	2010	11	25	5,4	0,443	79,920	43
26	2012	2	8	5,2	0,658	79,258	65
27	2014	6	16	5,7	1,644	79,250	15
28	2014	3	9	5,6	1,657	79,350	6
29	2015	5	30	5,3	1,220	79,570	13
30	2016	12	19	5,4	0,875	79,700	10
31	2016	12	12	5,2	0,852	79,780	35
32	2016	7	11	6,3	0,581	79,630	21
33	2016	7	11	5,9	0,587	79,630	17
34	2016	5	18	6,9	0,495	79,610	30
35	2016	5	18	6,7	0,426	79,780	16
36	2016	4	23	5,7	0,613	80,250	10
37	2016	4	20	6,0	0,707	80,030	10
38	2016	4	20	6,2	0,639	80,210	14
39	2016	4	19	5,6	0,578	80,020	11
40	2016	4	16	7,8	0,381	79,920	21
41	2017	1	31	5,5	0,702	79,676	10

10.2.1.3 Fallas corticales y máximas Magnitudes

La base de datos del catálogo de fallas preparado en este estudio, comprende 38 fallas cartografiadas en el piso marino y parte del segmento continental de las provincias de

Esmeraldas y Manabí. Esta información geológica estructural ha sido obtenida desde Dumont et al., 2006; Eguez et al, 2002; Migeon et al., 2016; Ratzov et al., 2012; Reyes y Michaud, 2012; y han proporcionado información relevante de la geometría y cinemática de cada una de las fallas geológicas, así como evidencia de desplazamiento vertical desde el Pleistoceno tardío al Holoceno.

Estas 38 fallas capaces seleccionadas en este estudio, podrían generar terremotos en el orden de magnitudes comprendido desde 6.0 hasta 7.3, a excepción del segmento sismo-tectónico de la zona de subducción localizada a 53 y 121 km de distancia desde la costa de la provincia de Esmeraldas, la cual puede generar un potencial terremoto en el orden de 9.0 grados de magnitud y $PGA \geq 0.50$ g. La falla Esmeraldas FC14 de tipo inversa con componente de cizalla sinistral es la más cercana a la ciudad de Esmeraldas, en efecto el área urbana más desarrollada se encuentra en la zona de bloque colgante (ie., hangingwall). Esta falla podría generar sismo en el orden de $M 7.18$ y PGA en roca de 0.41g. Otras fallas de magnitudes similares son referidas a FC03, FC12 y FC27. La falla galera FC29 puede alcanzar la máxima $M7.33$ y $PGA 0.42$, calculada desde la aplicación de Wesnousky (2008). La distancia entre la ciudad de Esmeraldas y estas potenciales fallas están en el orden de los 25 a 77 km. Fallas de menores magnitudes $6.1 \leq M \leq 6.9$ son localizadas a menos de 10 km de la ciudad de Esmeraldas, las cuales también son consideradas por su cercanía y potencial de daño al área urbana, aquí los PGA estén entre los 0.27 g y 0.38g.

10.2.1.4 Falla Esmeraldas y posición estructural para la ciudad

Una de las características de los relieves colinares de Esmeraldas es la presencia en su centro, de la gran entalladura transversal del río Esmeraldas. Mientras que, aguas arriba, los dos Blanco y Guayllabamba influyen en medio de amplias llanuras y ondulaciones monótonas, el río Esmeraldas, formado en la confluencia de los anteriores, traza unos 10 km río abajo, un codo marcado en ángulo recto hacia el Oeste y entra en un valle relativamente estrecho y transversal con respecto a las direcciones predominantes de los relieves (Winckell, 1997). El trazado general, rectilíneo, hace pensar en la existencia de un accidente tectónico de orientación SSE-NNO. Una ruptura es muy probable que contribuiría además a explicar la discontinuidad de los relieves entre las dos orillas del Esmeraldas, así como la desaparición de la cordillera al este.

Imágenes de sensores remotos, modelos digitales del terreno y batimetría, mecanismos focales de sismos y datos gravimétricos han permitido caracterizar, en este estudio, esta ruptura con desplazamiento, la falla Esmeraldas. Análisis de rasgos geomorfológicos, desniveles de terrazas aluviales y rasgos batimétricos del cañón submarino Esmeraldas, han permitido delinear la longitud de 43 km de la falla con tendencia estructural de 262/40 (dip-direction/dip). La revisión de mecanismos focales de sismos superficiales proporcionado por el USGS, han permitido conocer el ambiente tectónico transpresivos con componente de cizalla sinistral. Posteriormente, ecuaciones de regresiones aplicadas a los parámetros geométricos y cinemáticos (ie., Wesnousky, 2008), han permitido estimar la máxima magnitud de 7.1. Distancias hipocentrales de sismos corticales próxima a la falla permiten asociar la profundidad de plano de falla entre 9 a 12 km.

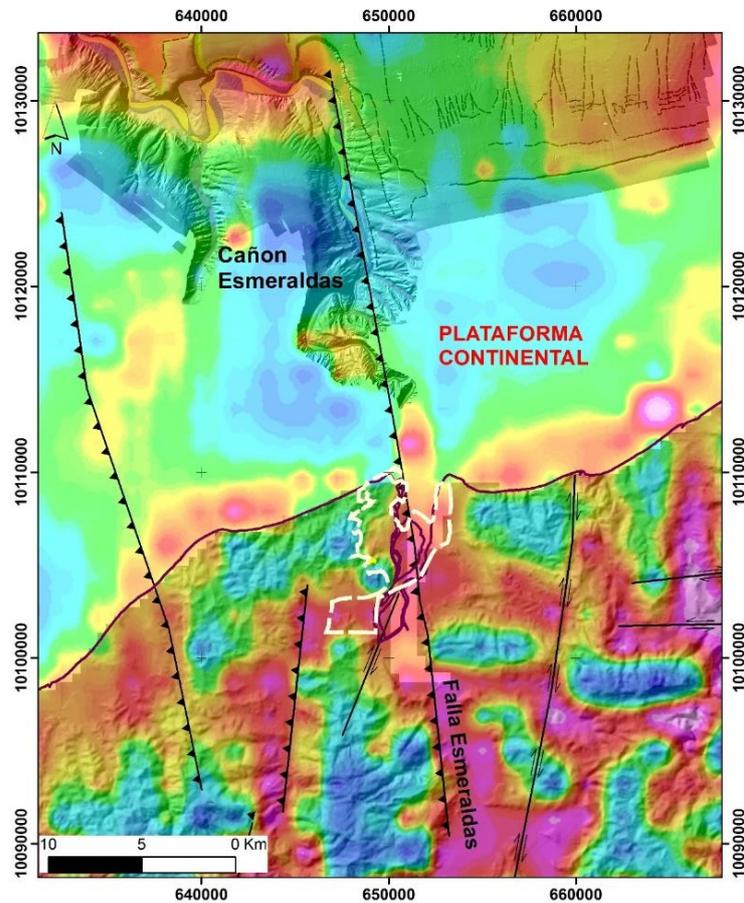


Figura 10. 3 Delineación de la falla Esmeraldas desde modelos digitales del terreno, datos de gravimetría y sísmológicos. La línea blanca entrecortada es la delimitación del área de estudio de la ciudad de Esmeraldas.

Uno de los rasgos de desplazamientos más notables de la falla puede ser observado en el mapa geológico a escala 1: 100.000 (INIGEMM) donde el Miembro Súa de la Formación Onzole superior (edad Plioceno) tiene un desplazamiento de cizalla en el orden de 800 a 1500 m, y la formación Angostura (de edad Mioceno medio) en el orden de 2.4 km. La falla Esmeraldas corta toda esta secuencia estratigráfica rocosa desde Mioceno – Plioceno, por lo que se deduce una actividad de ruptura de tectónica activa desde el Pleistoceno.

Desde un punto de vista del análisis geológico estructural de la falla Esmeraldas, considerando la relación de moderada actividad sísmica con las bien preservadas evidencias geomorfológicas, y la ruptura iniciada en el Cuaternario, se puede estimar una tasa de desplazamiento para la falla Esmeraldas de 0.4 a 0.8 mm/año.

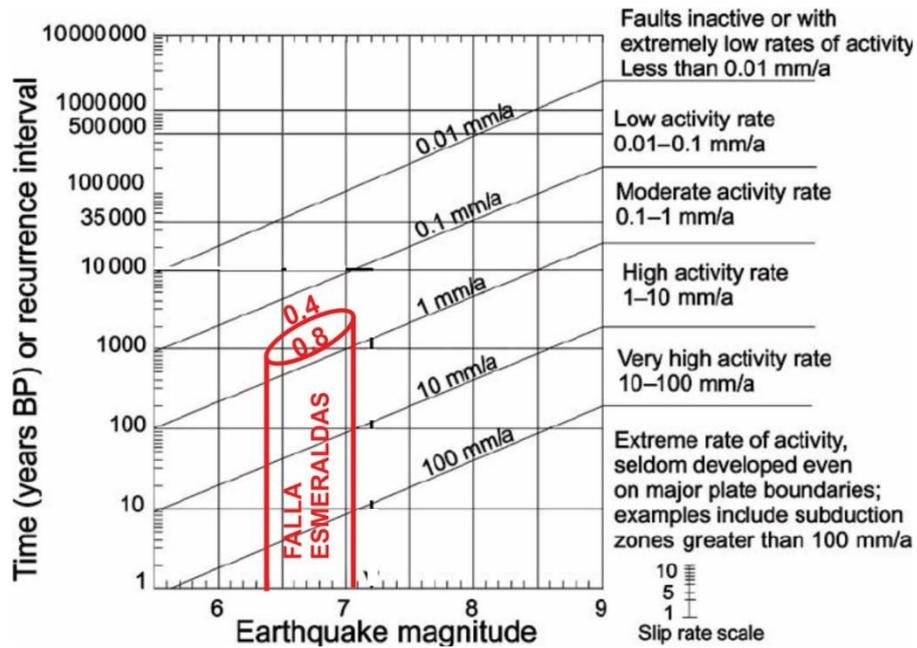


Figura 10. 4 Estimación de tasa de desplazamiento de la Falla Esmeraldas y su relación con intervalos de recurrencias. Referencia de magnitud de Terremoto y tiempo de recurrencia desde Slemmons & Depolo (1984).

Tabla 10. 2 Caracterización de la falla Esmeraldas y sus parámetros cinemáticos y geométricos.

	Estructura sismogénica	Tipo	Longitud de falla estimada desde análisis morfológico (Km)	Distancia Falla - Ciudad (Km)	Dato estructural de falla (dip-direction/dip)
Caracterización de fuente sísmica para la ciudad de Esmeraldas	Falla Esmeraldas (F-14)	Inversa con componente cizalla sinistral	43	-1	262/40
	Magnitud estimada desde Wesnousky (2008)	Niveles de confiabilidad desde análisis sismológico y morfológico	Terremoto histórico asociado a la falla	Posición de ciudad respecto a falla	Tasa de desplazamiento (mm/año) desde análisis geomorfológico propuesto por Slemmons (1986)
	7,18	cierto (I) a deducible (II)	09.04.1976 (Mw 6,7) 25.06.1976 (Mw 6,3)	bloque colgante (hangingwall)	0,4 - 0,8

La ciudad está asentada en el bloque colgante (ie., hangingwall), mientras que el islote y la zona de Tachina son desarrollados en el pie de bloque de la falla (ie., footwall).

10.2.2 Descripción de formaciones geológicas y suelos recientes

10.2.2.1 Formación Onzole

Litológicamente consiste de limolitas azules (en afloramientos frescos) meteorizados café-amarillo, lutitas limosas y raramente areniscas y conglomerados ocurren. Es una formación geológica que se extiende en las provincias de Esmeraldas, Manabí y parte norte del Guayas, en Camarones, 10 Km E de Esmeraldas se ven areniscas de grano medio –grueso con un contenido rico de moluscos (Olsson, 1964); ahora (1974) parece que el afloramiento ha sido removido por la acción del mar; en la parte inferior ocurren capas delgadas de ceniza blanca que le dan una apariencia bandeada. El espesor de la Onzole alcanza los 550m.

En el área de los ríos Onzole y Cayapas (y en el Pozo Borbon 1) la Fm Onzole está cubierta en discordancia por 300 a 500 m de una intercalación regular de areniscas, toba volcánica y lutita de color gris a gris azulado, que Cushman & Stainforth (1951, unidad 50) incluyen en la Fm Onzole. Mientras que los geólogos de CEPE la distinguen como Fm Playa Grande. La formación descansa concordante y con contacto transicional sobre la Fm. Angostura, que parece ser la capa transgresiva de un ciclo de sedimentación Mioceno medio – Plioceno; donde la formación Angostura está ausente también parece ser concordante el contacto Fm Onzole/Miembro Villingota. En la zona Pedro Carbo – Portoviejo el contacto superior también es transicional. En la zona de Esmeraldas el contacto está descrito como discordante.

Hay otra descripción litológica para la esta formación que la divide en dos partes (Evans C y Cevallos P, 1977):

Onzole Inferior, que consiste en lodolitas bien estratificadas con capas delgadas de arena fina, las capas más gruesas de areniscas contienen intercalaciones de grava arenosa.

Onzole Superior, que comprende los miembros Súa en la base y Estero de Plátanos en la parte superior, consiste de arcillolitas, capas delgadas de arenisca fina a medía.

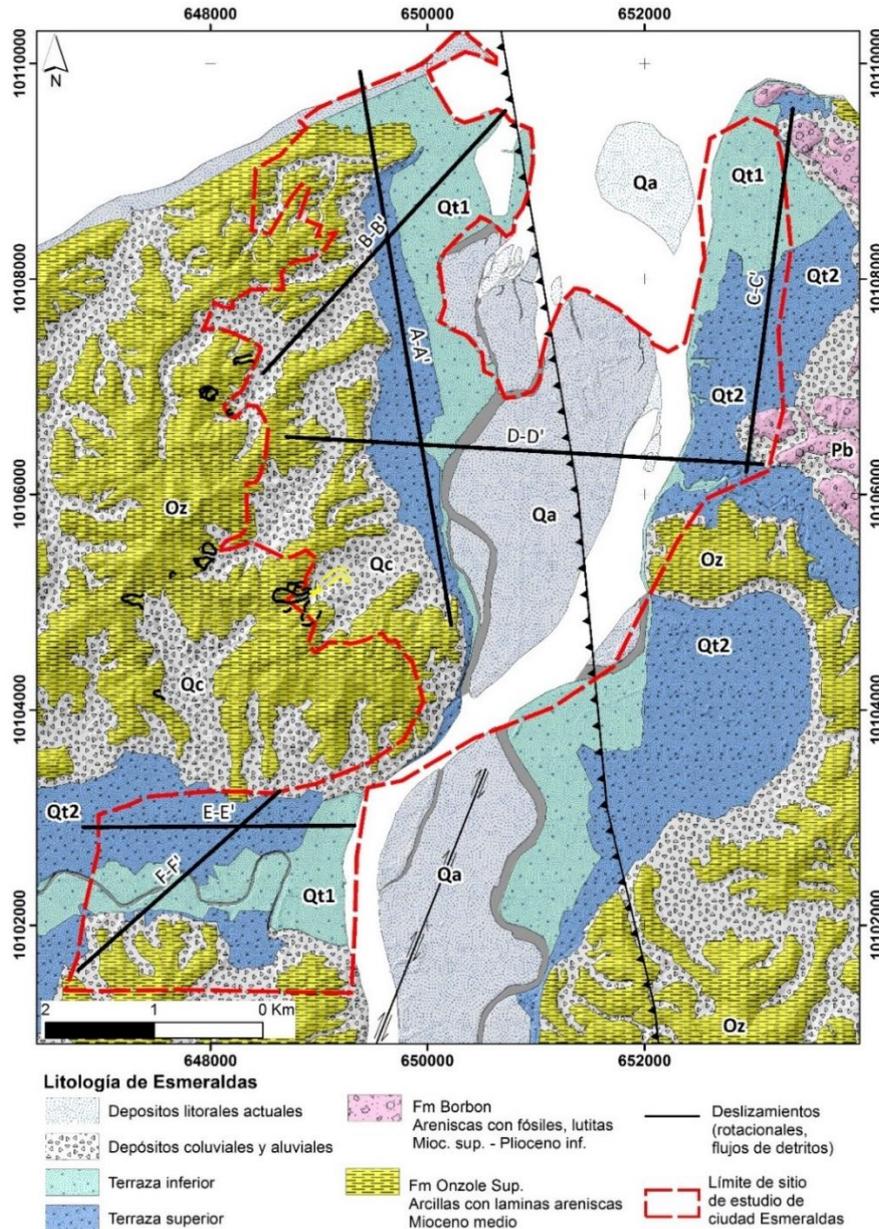


Figura 10. 5 Unidades litológicas delineadas en la ciudad de Esmeraldas y distribución espacial de los cortes geológicos A-A', B-B', C-C', D-D', E-E' Y F-F'.

Las areniscas del miembro Súa presentan estratificación cruzada e intercalaciones de lodolita, mientras que las areniscas del miembro Estero de Plátanos disminuye gradualmente hacia arriba, dónde existen por lo menos tres unidades lenticulares de conglomerados y arenas. La Fm. Onzole en el pozo Telembí – 1 se determinó una potencia de 217 m, y en el pozo Borbón – 1 una potencia de 381 m. Según Stainforth (1948), los foraminíferos encontrados en esta formación indican una facies sublitoral del Mioceno inferior (Onzole s.s.) y de la parte inferior del Mioceno medio (Playa Grande). Es probable que la F. Onzole es una unidad diacrona cuya edad varía según a posición

relativa a la playa en la cuenca de sedimentación. En la Figura 10. 5, la formación geológica de Onzole superior tiene la abreviación Oz.

10.2.2.2 Formación Borbon

Litológicamente, se trata de areniscas de color gris azulado de grano medio a grueso en bancos compactos con abundantes megafósiles en bolsones irregulares; intercalaciones de lama endurecida y toba volcánica gris; lentes de conglomerados y generalmente un conglomerado basal que descansa en discordancia sobre las formaciones Onzole y Playa Grande.

Olsson anotó 17 especies de moluscos en la localidad tipo, de las cuales 5 son conocidas en la fauna actual. Más al Sur en la zona de Sua registró 10 especies, entre Mompiche y Portete 26 especies, y en Cabo Pasados 9 especies. Pero atribuyó erróneamente todos estos últimos afloramientos al Mioceno inferior. Es probable que las unidades 56 y 57 de Cushman & Stainforth (1951) y también las unidades 58 y 59 de Punta Gorda no corresponde a la Fm Borbón sino a la Fm Onzole.

La formación Borbón que descansa concordante y con contacto transicional sobre la formación Onzole, es una unidad diacrona cuya edad varía según la posición relativa a la playa en la cuenca de sedimentación. La edad establecida es Mioceno superior hasta Plioceno (Bristow, 1976). En la Figura 10. 5, la formación geológica de Onzole superior tiene la abreviación Oz.

10.2.2.3 Depósitos litorales actuales

Imágenes de sensores remotos, perfiles topográficos y reconocimiento de rasgos geomorfológicos en el terreno permitieron elaborar un mapa geológico de detalle de la ciudad de Esmeraldas (ver Figura 5). La posición geográfica de los rasgos de planicies inundables ha sido diferenciada como planicie de inundación (Qf) por su influencia directa con las ondas marinas, las planicies aluviales (Qa) con influencia de ríos y arrastres de depósitos coluviales (Qc) en zonas de quebradas en colinas, y los islotes y barras de arenas de deposición sedimentaria de delta fluvial (Qb). Los rasgos geomorfológicos inundables Qa, Qf y Qb pueden ser considerados para estimar los máximos run-up de olas Tsunami.

10.2.2.3.1 Suelos de área urbana de Esmeraldas

El área urbana de la ciudad, en su mayor parte ha sido desarrollada en estos bajos rasgos geomorfológicos inundables. En este estudio se distinguen tres principales dominios deposicionales. La ciudad de Esmeraldas en el sector W (referencia de posición con la perforación P3), es desarrollada en un primer dominio de sedimentos no consolidados de arcillas inorgánicas de plasticidad alta, intercalada con limos orgánicos, esta secuencia alcanza los 46 m de espesor; subyaciendo en la cota -40m (m.d.n.m., metros debajo del nivel actual de mar) se encuentra una capa de 41 m de espesor de arena limosa probablemente de deposición fluvial, moderadamente densa a densa (Vs 300 a 500 m/s). Todas estas secuencias de sedimentos están encima del substrato

rocoso de limolitas y arcillolitas de la formación Onzole, encontrándose entre las cotas -70 y -90 m donde las velocidades sísmicas V_s alcanzan los 600 a 700 m/s.

10.2.2.3.2 Suelos de área de islote.

El segundo dominio es referido para el sector del Islote, donde una capa superficial de arenas con gravas y arenas limosas muy sueltas de 17 m de espesor (cota -14 m) suprayacen un estrato de secuencias arenosas gruesas y arenas limosas, la cual se extiende en profundidad en la cota -30 m. Desde la cota -30 m se encuentra una capa de 52 m de arena limosa probablemente de deposición fluvial, moderadamente densa a densa (V_s 300 a 500 m/s). Todas estas secuencias de sedimentos (al igual que la precedente descripción del primer dominio) están encima del substrato rocoso de limolitas y arcillolitas de la formación Onzole, encontrándose en la cota -90 m donde las velocidades sísmicas V_s alcanzan los 600 a 700 m/s.

10.2.2.3.3 Suelos de área de Tachina.

El tercer dominio, en el sector de Tachina tiene predominancia de sedimentos cohesivos, arcillas muy blandas a blanda con intercalación de limos orgánicos y arenas muy finas, con espesor de esta capa de 25 m. En la cota -18 m, estratos de arcillas con espesor entre 6 a 19 m están suprayacendo en la cota -35 m, una capa de arena limosa probablemente de deposición fluvial, moderadamente densa a densa (V_s 300 a 500 m/s), donde el rango de espesor están en el orden de los 10 a 45 m. Todas estas secuencias de sedimentos (al igual que la precedente descripción de los dos primeros dominios) están encima del substrato rocoso de limolitas y arcillolitas de la formación Onzole, encontrándose en una zona de roca entre las cotas -20 a -70 m, donde las velocidades sísmicas V_s alcanzan los 600 m/s.

10.3 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA BASE PARA LA INVESTIGACIÓN

10.3.1 Campaña de exploración existente

Al inicio del estudio se solicitó información geotécnica a consultores locales. El Ing. Jorge Raad, proporcionó información de 493 registros de perforación con profundidades que varían desde los 2 a 49 m de profundidad realizados en la ciudad de Esmeraldas, dicha información complementó la campaña geotécnica realizada para este estudio. Las perforaciones fueron ejecutadas por empresas privadas de consultoría e Ingenieros particulares. Las empresas fueron: AOC INGENIERIA, GEOSUELOS CIA. LTDA, NYLIC, y TRICONSUL CIA.LTDA. Los ingenieros particulares fueron: Ing. Jorge Raad, Ing. Fernando Gonzales, Ing. Jorge Valverde e Ing. Pfander Cazar y Tglo. Oscar Vasco.

La información proporcionada fue revisada, depurada y clasificada para que pueda ser usada en el estudio. La mayor parte de la información escogida corresponde a los sondeos más profundos realizados en la ciudad la cual proporcionó valiosa información con la que se complementó los mapas de zonificación de la ciudad de Esmeraldas. Los sondeos de menor profundidad fueron evaluados en zonas donde se tenía poca información geotécnica y ayudaron a definir las series estratigráficas superficiales. La

Figura 10.6 muestra la ubicación geográfica de los sondeos usados en el estudio teniendo una mayor cantidad de sondeos registrados en la parte centro de la ciudad.

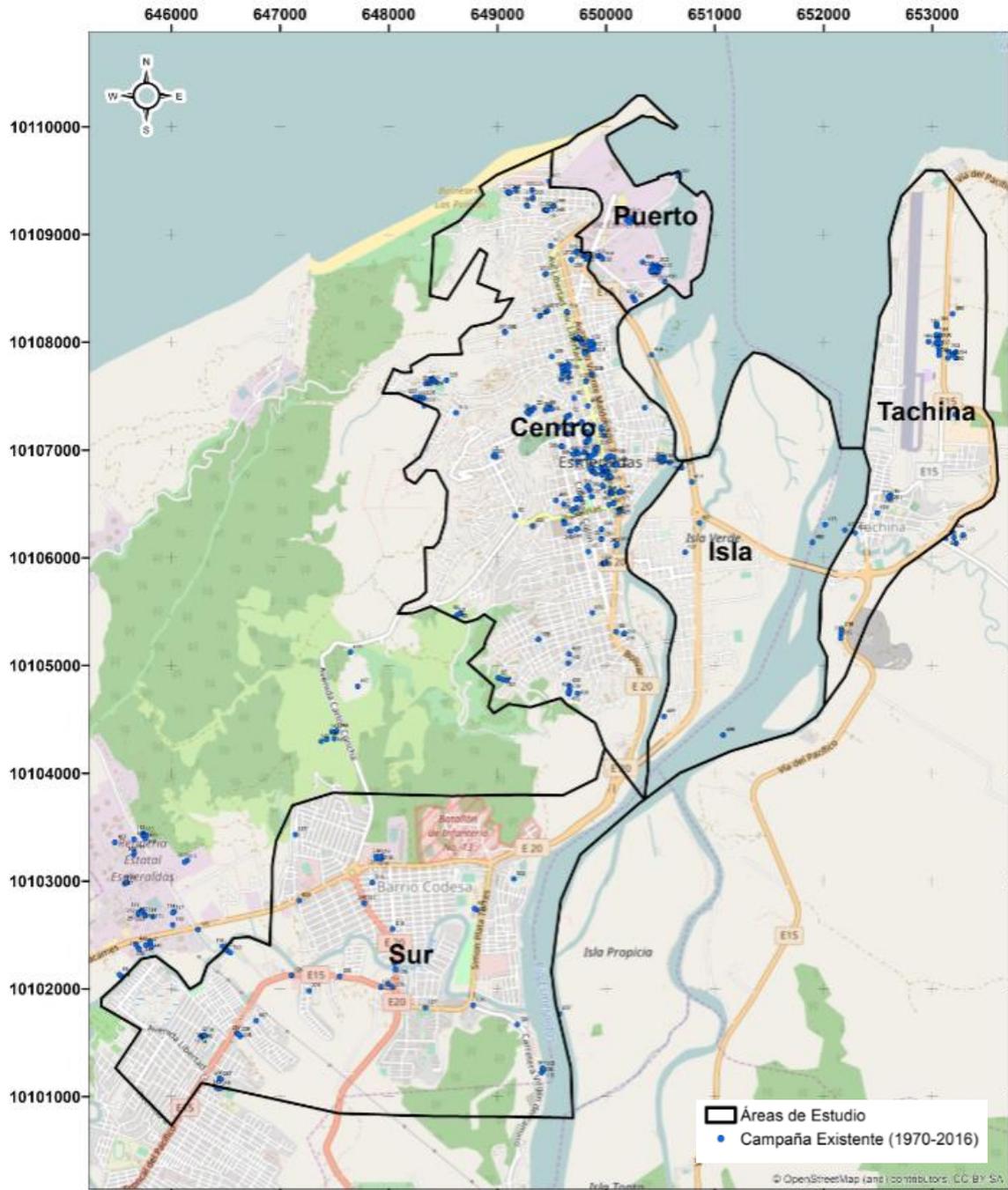


Figura 10.6 Ubicación geográfica de las 490 perforaciones de la campaña existente en un modelo GIS de la ciudad de Esmeraldas

10.3.2 Campaña de exploración del presente proyecto

Las campañas Geotécnicas y Geofísicas llevadas a cabo para el presente estudio se realizaron con el fin de tener una definición más aproximada de la variación espacial de las series estratigráficas y los parámetros de físicos del suelo de la ciudad de Esmeraldas. En la Figura 10. 7 se presenta la ubicación espacial de la exploración geotécnica y geofísica sobre un mapa en GIS realizado para el presente estudio.

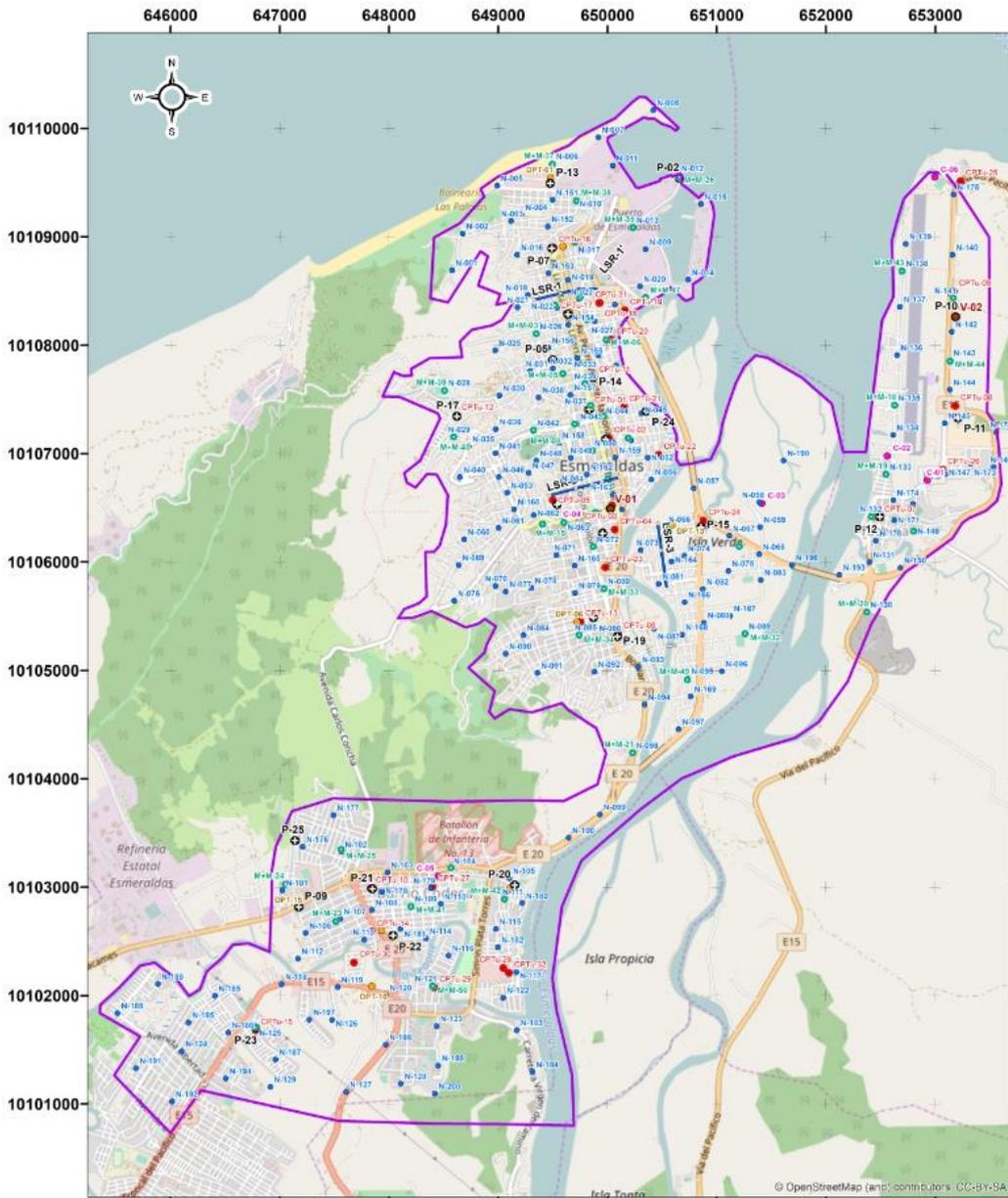


Figura 10. 7 Ubicación de la campaña de exploración Geotécnica y Geofísica del 2017 en un modelo GIS de la ciudad de Esmeraldas.

Los ensayos de exploración Geotécnica de la presente campaña consistieron en 25 perforaciones ejecutadas con metodología de pruebas SPT (Ensayo de Penetración Estándar, ASTM D1586) y roto-percusión, 6 calicatas a cielo abierto, 32 ensayos CPTu (Ensayo de cono estático con medida de presión de poro, ASTM D5778), 20 ensayos de DPT (Prueba de Penetración Dinámica) y dos ensayos de veleta de campo (ASTM D-2573).

Los ensayos de exploración mediante geofísica de la presente campaña consistieron en doscientos ensayos de Nakamura, dos mil metros lineales de LRS (línea sísmica de refracción) y cincuenta ensayos tipo MASW+MAM distribuidos por toda la ciudad.

Tanto muestras de suelo alteradas (tipo cuchara partida) como inalteradas (usando tubos delgados Shelby y Denison) fueron recuperadas de las perforaciones. En cada muestra, se realizaron las siguientes pruebas de laboratorio: ensayos de clasificación de suelos, ensayo de compresión simple, ensayos de consolidación, torvane, pocket penetrometro y ensayos de caída de cono sueco (Fall Cone Test). Adicionalmente se realizaron ensayos de triaxial cíclico y estático CU (Consolidado No Drenado).

La coordenadas y características de los trabajos ejecutado en las campañas de exploración se pueden observar en la Tabla 10.3, Tabla 10.4, Tabla 10.5, Tabla 10.6, Tabla 10.7, Tabla 10.8, Tabla 10.9 y Tabla 10.10.

Tabla 10.3 Ubicación de perforaciones

Sondeo	Profundidad (m)	Coordenada Norte	Coordenada Este
P-01	70	10107407	649835
P-02	82.8	10109539	650661
P-03	47.22	10106492	650027
P-04	39.5	10106531	649541
P-05	30	10107865	649501
P-06	30	10108285	649639
P-07	22.5	10108894	649493
P-08	30.2	10106264	649957
P-09	30.5	10102817	647176
P-10	44.54	10108261	653188
P-11	31.5	10107327	653210
P-12	44.11	10106415	652495
P-13	12	10109494	649477
P-14	30.1	10107704	649870
P-15	31	10106322	650858
P-16	21	10107132	649984
P-17	35	10107344	648622
P-18	25.5	10105487	649873
P-19	23.46	10105313	650092
P-20	20.05	10103018	649152
P-21	32.5	10102985	647849
P-22	34.5	10103430	647142
P-23	21.9	10101703	646780
P-24	22.75	10107391	650356

P-25	25.5	10103430	647142
------	------	----------	--------

Tabla 10.4 Ubicación de calicatas

Calicatas	Profundidad (m)	Coordenada Norte	Coordenada Este
C-01	3.3	10106753	652928
C-02	3	10106978	652561
C-03	1	10106540	651415
C-04	4	10106527	649542
C-05	3.95	10103101	648453
C-06	3	10109549	652997

Tabla 10.5 Ubicación de ensayos CPTu

CPTu	Profundidad (m)	Coordenada Norte	Coordenada Este
CPTu-01	13.62	10107417	649842
CPTu-02	25.75	10107141	650014
CPTu-03	14.63	10106522	650043
CPTu-04	27.83	10106298	650067
CPTu-05	15.99	10106570	649501
CPTu-06	11.78	10105337	650101
CPTu-07	9.74	10106410	652488
CPTu-08	21.5	10107439	653185
CPTu-09	30.32	10108496	653170
CPTu-10	34.54	10102989	647833
CPTu-11	11.54	10107702	649874
CPTu-12	22.81	10107350	648618
CPTu-13	22.15	10105450	649753
CPTu-14	21.64	10102589	647843
CPTu-15	8.3	10101679	646780
CPTu-16	15.01	10108902	649506
CPTu-17	21.04	10108290	649627
CPTu-18	4.49	10108389	649929
CPTu-19	6.88	10108322	650160
CPTu-20	8.22	10108051	650032
CPTu-21	8.16	10107429	650153
CPTu-22	8.23	10106988	650469
CPTu-23	16.39	10105950	649982
CPTu-24	9.54	10106381	650878
CPTu-25	19.84	10109513	653233
CPTu-26	30.04	10106851	653068
CPTu-27	10.22	10103002	648401
CPTu-28	4.33	10102253	649048
CPTu-29	25.79	10102075	648415
CPTu-30	18.14	10102304	647680
CPTu-31	4.4	10108390	649925

CPTu-32	2.94	10102207	649100
---------	------	----------	--------

Tabla 10.6 Ubicación de ensayos DPT

DPT	Profundidad (m)	Coordenada Norte	Coordenada Este
DPT-01	7.66	10109544	649480
DPT-02	5.2	10108910	649592
DPT-03	15	10107352	648623
DPT-04	7.4	10107402	649813
DPT-05	6.2	10106537	649546
DPT-06	12.72	10105446	649719
DPT-07	11	10106321	650860
DPT-08	8.18	10106415	652432
DPT-09	10.37	10108482	653141
DPT-10	6.4	10102085	647844
DPT-11	13.2	10108301	649653
DPT-12	8.4	10107964	649373
DPT-13	14.19	10106343	650592
DPT-14	5.2	10102994	649110
DPT-15	11.17	10102808	647168
DPT-16	21.2	10101703	646780
DPT-17	13.52	10106279	649958
DPT-18	7.52	10107391	650356
DPT-19	7.1	10102598	647935
DPT-20	16.15	10107255	653573

Tabla 10.7 Ubicación de ensayos de veleta de campo

Veleta	Profundidad (m)	Coordenada Norte	Coordenada Este
V-01	8.3	10106492	650027
V-02	6.5	10108261	653188

Tabla 10.8 Ubicación de ensayos de Nakamura

Nakamura	UTM Este	UTM Norte	Nakamura	UTM Este	UTM Norte
N-01	648578.47	108689.51	N-101	647026.01	102970
N-02	648676.2	109029.75	N-102	647565	103324
N-03	649118.99	109144.37	N-103	647987	103134
N-04	649214.79	109203.49	N-104	648560	103172
N-05	648991.1	109470.13	N-105	649102.31	103081.34
N-06	649497.84	109675.24	N-106	647237.68	102576.17
N-07	649917.7	109916.54	N-107	647554.31	102705
N-08	650420	110168	N-108	647844.78	102788.36
N-09	650350	108883	N-109	648203.86	102823.71
N-10	649711.39	109338.62	N-110	648474.46	102843.21
N-11	650049.21	109655.93	N-111	649057.68	102889.56

N-12	650644.03	109561.82	N-112	647168.15	102339.6
N-13	650233.81	109085.25	N-113	647774.65	102515.11
N-14	650740.55	108602.64	N-114	648340.3	102526.81
N-15	650856.37	109302.42	N-115	648977.97	102612.61
N-16	649174.49	108831.88	N-116	648545.35	102367.9
N-17	649699.93	108955.55	N-117	649164.35	102213.26
N-18	649272	108463	N-118	647019.13	102105.23
N-19	649639.6	108600.83	N-119	647533.08	102076.92
N-20	650298.36	108542.92	N-120	647972.36	102003.82
N-21	649177	108349	N-121	648399.31	102088.69
N-22	649540	108345	N-122	649046.51	101980.29
N-23	649738	108424	N-123	648438.36	101716.66
N-24	650069.12	108374.01	N-124	646104.37	101486.16
N-25	648972.4	107951.73	N-125	646779.86	101705.66
N-26	649348.83	108103.75	N-126	647478.25	101775.9
N-27	649886	108221	N-127	647608.9	101109.73
N-28	648510.3	107583.74	N-128	648107.68	101187.53
N-29	648592.35	107154.22	N-129	646914.52	101157.1
N-30	649011	107535	N-130	652373.33	105537.15
N-31	649293.94	107759.89	N-131	652398.38	105997.5
N-32	649502	107785	N-132	652415.01	106421.35
N-33	649915	107906	N-133	652548.98	106808.38
N-34	650079.38	107810.56	N-134	652614.48	107171.59
N-35	648730.49	107064.9	N-135	652629.36	107445.48
N-36	648977.09	107224.91	N-136	652650.2	107906.94
N-37	649846.52	107445.53	N-137	652677	108353.51
N-38	649368.89	107517.46	N-138	652700.81	108686.95
N-39	649794.35	107644.78	N-139	652730.59	108934.05
N-40	648649.65	106782.01	N-140	653159	108833
N-41	648974.12	107001.97	N-141	653164.32	108433.89
N-42	649324.1	107213.94	N-142	653152.41	108124.27
N-43	649717.42	107273.06	N-143	653134.54	107859.31
N-44	649956.31	107332.18	N-144	653134.54	107588.39
N-45	650310	107371	N-145	653088	107280
N-46	649006.73	106782.26	N-146	653536.46	106873.88
N-47	649279.65	106820.3	N-147	653089.14	106808.38
N-48	649350.34	106934.48	N-148	652797.39	106533.74
N-49	649667.32	106960.39	N-149	652803.34	106285.15
N-50	649862.25	107026.79	N-150	652682.77	105945.76
N-51	650219	107121	N-151	649497.5	109340.05
N-52	650369.48	106961.67	N-152	649455.01	109093.28
N-53	649081	106638	N-153	649460.58	108663.15
N-54	649547.42	106700.96	N-154	649642.67	108187.3
N-55	650003.89	106764.9	N-155	649722.48	107881.06
N-56	650401.56	106759.7	N-156	649459.05	107975.43
N-57	650790.75	106678.99	N-157	649660.83	107541.61
N-58	651389	106551	N-158	649557.34	107098.17

N-59	651397.17	106321.93	N-159	650070.8	106963.77
N-60	648690	106208	N-160	649144.96	106484.96
N-61	649004.93	106311.71	N-161	649678.99	106571.06
N-62	649324.69	106431.73	N-162	649812.16	106806.91
N-63	649600	106378	N-163	650053.99	106621.15
N-64	649890.1	106457.19	N-164	650585.52	106002.27
N-65	650131.6	106482.96	N-165	649700.81	105963.13
N-66	650525.17	106324.68	N-166	650706.03	105628.77
N-67	651115.07	106240.33	N-167	651123.71	105501.65
N-68	651390.2	106070.63	N-168	650683.84	105328.12
N-69	648638.02	105970.05	N-169	650761.87	104758.81
N-70	648974	105777	N-170	652457.46	106195.76
N-71	649532.36	106063.31	N-171	652624.93	106385.43
N-72	649871.29	106139.09	N-172	653559.7	107196.1
N-73	650304.56	106107.24	N-173	653323.08	106908.03
N-74	650704.45	106056.72	N-174	652616.35	106569.76
N-75	651107.38	105916.12	N-175	653167.71	109389.89
N-76	648597.31	105640.92	N-176	647210.54	103372.67
N-77	649069.62	106183.67	N-177	647493.61	103662.15
N-78	649302.42	105759.49	N-178	647935.29	102954.64
N-79	649703.3	105714.63	N-179	648384.26	102990.05
N-80	649969.52	105754.53	N-180	649220.95	102852.31
N-81	650468.08	105795.99	N-181	648105.12	102614.22
N-82	650873.87	105749.23	N-182	648997.59	102443.7
N-83	651404.57	105833.26	N-183	649172.52	101679.99
N-84	649232.37	105322.72	N-184	649315.79	101294.59
N-85	649740.32	105328.01	N-185	646406	101997
N-86	650095.46	105320.08	N-186	646529.24	101657.79
N-87	650427.28	105384.6	N-187	646961.05	101409.61
N-88	650882.1	105439.17	N-188	645885.58	102105.74
N-89	651260.18	105337.94	N-189	645516.32	101835.36
N-90	649068.95	105153.32	N-190	651612	106934
N-91	649358.12	104974.37	N-191	645683.8	101328.9
N-92	649879.27	104987.06	N-192	646014.71	101022.19
N-93	650285.39	105029.93	N-193	652123.15	105880.91
N-94	650340.58	104683.98	N-194	646507.05	101234.06
N-95	650735.41	104925.48	N-195	646164.03	101750.61
N-96	651047.69	104990.6	N-196	651691.25	105971.41
N-97	650651.93	104456.05	N-197	647271.78	101776.84
N-98	650230.03	104238.05	N-198	647971.95	101546.81
N-99	649931	103670	N-199	648452	101353
N-100	649645	103455	N-200	648419	101095

Tabla 10.9 Ubicación de líneas sísmicas de refracción.

Línea Sísmica de Refracción	Inicio		Final	
	UTM Este	UTM Norte	UTM Este	UTM Norte
LSR1	649287	10108406	649911.23	10108524
LSR1'	649997.51	10108617	650024.52	10108647
LSR2	649468.69	10106614	650134.85	10106788
LSR3	650466.64	10106350	650542.8	10105753

Tabla 10.10 Ubicación de ensayos tipo MASW+MAN.

Ensayo	UTM Este	UTM Norte	Ensayo	UTM Este	UTM Norte
M+M-1	649521	108368	M+M-26	650658	109566
M+M-2	649748	108439	M+M-27	649846	107444
M+M-3	649349	108104	M+M-28	651206	106144
M+M-4	649813	108235	M+M-29	650525	106321
M+M-5	649591	107736	M+M-30	652801	106284
M+M-6	649988	108048	M+M-31	646780	101706
M+M-7	649794	107645	M+M-32	651260	105337
M+M-8	649324	107214	M+M-33	649967	105752
M+M-9	649700	107271	M+M-34	649740	105326
M+M-10	649966	107343	M+M-35	650234	109085
M+M-11	649862	107027	M+M-36	649699	108950
M+M-12	650190	107142	M+M-37	649496	109668
M+M-13	650004	106765	M+M-38	649716	109330
M+M-14	649405	106349	M+M-39	648509	107580
M+M-15	649603	106362	M+M-40	648592	107153
M+M-16	649890	106457	M+M-41	648202	102819
M+M-17	653164	108434	M+M-42	649057	102888
M+M-18	652629	107445	M+M-43	652697	108683
M+M-19	652549	106808	M+M-44	653137	107852
M+M-20	652373	105537	M+M-45	652414	106417
M+M-21	650230	104238	M+M-46	649549	106700
M+M-22	648568	103179	M+M-47	650350	108440
M+M-23	647515	102682	M+M-48	649870	106141
M+M-24	647051	103025	M+M-49	650732	104912
M+M-25	647562	103347	M+M-50	648401	102086

10.4 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE ESMERALDAS

Los parámetros sísmicos y geotécnicos se obtuvieron a partir de la campaña de exploración Geotécnica y Geofísica para realizar la zonificación geotécnica del proyecto. Se seleccionaron las perforaciones existentes más profundas ($H \geq 30$ m) con la finalidad de obtener los parámetros geotécnicos de los 30 m superiores de suelo. Durante la clasificación de los perfiles de suelo se usaron los perfiles tipo indicados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 (B, C, D, E y F). En la Tabla 10. 11 se muestran los criterios usados para la zonificación, mientras que en la Figura 10. 8 se ilustran las zonas identificadas en el área del proyecto.

Tabla 10. 11 Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos B, C, D, E y F (NEC, 2015).

Tipo de perfil	Descripción	V_{s30}	Definición
B	Perfil de roca de rigidez media	entre 1500 y 760 m/s	-
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	entre 360 y 760 m/s	$N \geq 50$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	entre 180 y 360 m/s	$50 > N \geq 15$ 100 KPa > $S_u \geq 50$ KPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	menor de 180 m/s	$w \geq 40\%$ $S_u < 50$ KPa
F	F1- suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica. Tales como suelos licuables.		
	F4- Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediada a blanda ($H > 30$ m).		

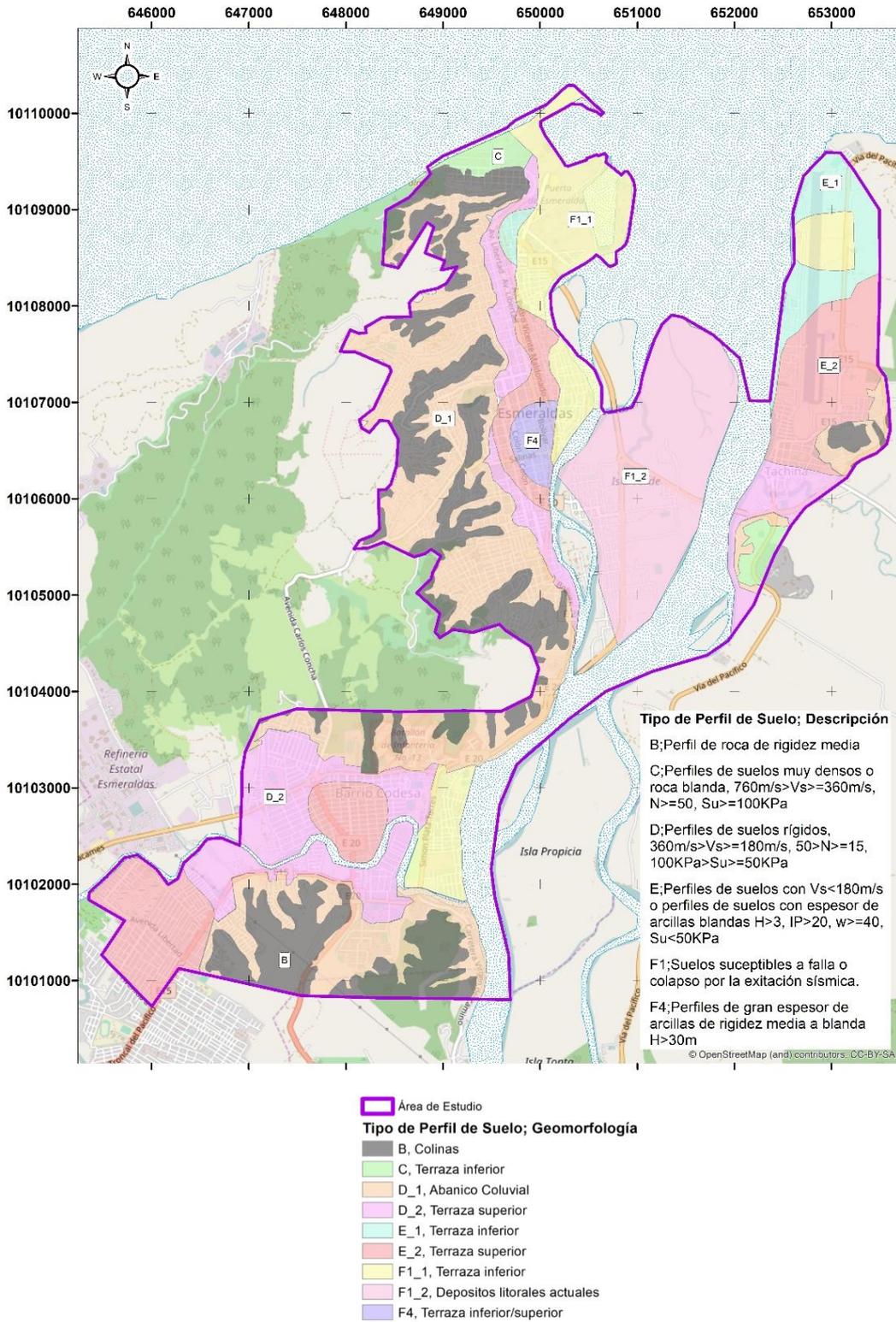


Figura 10. 8 Mapa de zonas geotécnicas.

10.4.1 Zona Geotécnica F1 y F4

Las siguientes subclases de suelo tipo F fueron identificadas:

F1-Suelos potencialmente licuables:

-La zona geotécnica “F1_1” y “F1_1_Aparente” se encuentran ubicados sobre terrazas inferiores. La extensión de la última zona geotecnia no se pudo definir con exactitud por ser una zona de difícil acceso (aeropuerto) y poca información geotécnica. Con estos antecedentes, se recomienda realizar en un estudio geotécnico más exhaustivo que contemple una mayor cantidad de ensayos geotécnicos y así conocer con mayor exactitud la extensión del área de licuación de la zona geotécnica F1_1 Aparente.

- La zona geotécnica F1_2 se localiza en la parte central del área de estudio conocida como “el islote”. Esta zona se caracteriza por estar emplazada en depósitos litorales actuales según el mapa geológico.

F4-Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H>30m): El sondeo P-03 cumple las condiciones de este tipo de perfil, encontrándose material arcilloso de consistencia firme con presencia de materia orgánica. Se usaron los registros de perforaciones existentes para definir su extensión. Este perfil de suelo se encuentra ubicado geológicamente dentro de una terraza inferior y superior.

10.4.2 Zona Geotécnica E

Se identificaron varias zonas geotecnias tipo E (Centro, Tachina y Sur) que cumplen con las condiciones indicadas en la Tabla 10. 11. Se las subdividió en 2 subzonas tomando en cuenta su geología: La zona geotécnica E1, que corresponde al sector norte del Centro de la ciudad y de Tachina, se encuentran ubicada en terrazas inferiores; mientras que la zona E2 se localizan en terrazas superiores y en diferentes sectores del proyecto.

10.4.3 Zona Geotécnica D

La categorización se la realizó tomando en cuenta los criterios indicados en la Tabla 10. 11. A lo largo del área de influencia existen varios sectores que catalogan como un perfil de suelo tipo D, los mismos que se los subdividió en 2 subzonas: La zona geotécnica D1 representa suelos que se clasifican como abanicos coluviales. Por otra parte, la zona geotécnica D2 se la asignó a los que se compone por terrazas superiores.

10.4.4 Zona Geotécnica C

Existen 2 sectores que cumplen con las condiciones para ser caracterizados como zonas geotécnicas tipo C. La primera zona está ubicada al norte del Centro de la ciudad de Esmeraldas en una terraza inferior; mientras que la otra zona está al sur de Tachina y está localizada geológicamente entre una colina y una terraza inferior. En esta última se puede evidenciar que existe una cantera de la cual se ha extraído una considerable cantidad de material de acuerdo a su topografía. Debido a la similitud de esta zona con la del Centro de la ciudad, se ha decidido no realizar una distinción entre las mismas.

10.4.5 Zona Geotécnica B

La zona actual se la clasificó de acuerdo a su geomorfología, es decir que las zonas localizadas en colinas se las categorizó como perfil de suelo tipo B. Esta zona geotécnica se extiende de noreste a sureste en la parte central del proyecto, mientras que en la zona sur se encuentra localizada en la parte norte y sur del río Taione (río del tipo meándrico). En el sector de Tachina, este tipo de perfil se localiza únicamente al sur del aeropuerto donde existe una elevación considerable del terreno natural con respecto al nivel del mar.

10.5 RESULTADOS DEL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LOS MATERIALES

10.5.1 Resultados del Comportamiento Estático

10.5.1.1 Parámetros geotécnicos generales

Se analizaron los parámetros geotécnicos básicos de clasificación de los materiales del suelo de todas las zonas geotécnicas empleando la información obtenida de los 493 registros de perforación y los 25 sondeos de la campaña de campo realizada en el 2017 (ver Anexo A).

En la Figura 10. 9 se muestra la distribución de los tipos de geomateriales, según la clasificación de suelos SUCS, presentes en la ciudad de Esmeraldas. Los suelos predominantes son los limos plásticos (MH) y limos de baja plasticidad (ML) seguidos de las arenas (SM/SC) y arcillas de alta plasticidad (CH).

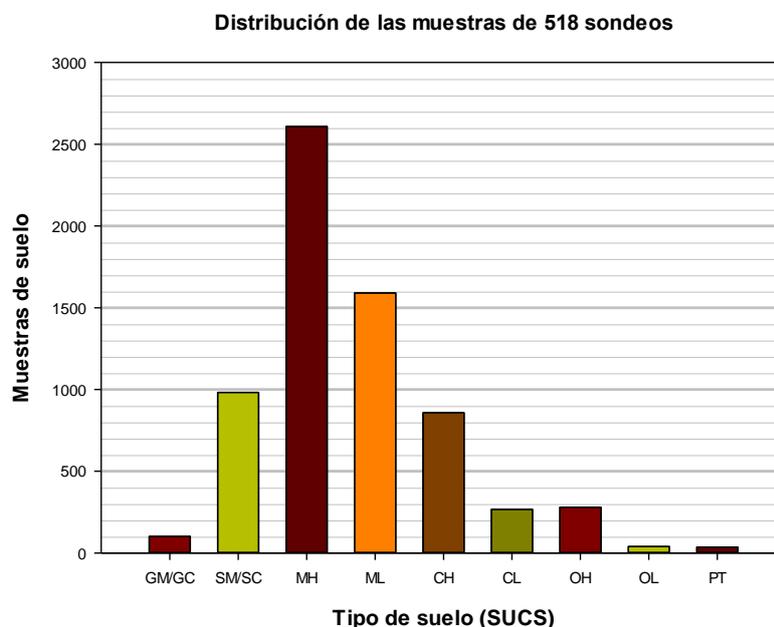


Figura 10. 9 Distribución de las muestras de suelo evaluadas en el modelo GIS de los sondeos de la ciudad de Esmeraldas.

El tipo y la cantidad de arcilla no influyen en las propiedades de un suelo por si solos, ni la cantidad de partículas de arcilla pueden definir por completo las propiedades de un suelo

arcilloso o limoso. Por lo tanto, Skempton (1953) define el parámetro de la actividad coloidal de la arcilla (A_c) como la relación entre el índice de plasticidad IP y la fracción de tamaño de arcilla, f_c (porcentaje en peso de partículas más finas que $2\mu\text{m}$):

$$A_c = \frac{\text{Indice Plastico}}{f_c}$$

Mientras más alto es el valor de la actividad, mayor es la influencia de la fracción de arcilla en las propiedades de un suelo. Debido a que las pruebas de hidrómetro necesarias para evaluar f_c consumen mucho tiempo, a menudo el valor de A_c no está disponible.

Por otra parte, Pestana (1994) presenta el coeficiente R_A (actividad relativa), que es independiente a la fracción de arcilla y se puede determinar a partir de los límites de Atterberg, por:

$$R_A = 1 - \frac{LP}{LL}$$

Donde LP es el límite plástico, y LL es el límite líquido. Antes, Skempton (1953) y Seed et al. (1964) mostraron que los límites líquido y plástico son proporcionales a la fracción de arcilla del suelo. Por lo tanto, un valor de actividad relativa constante implica necesariamente una actividad coloidal de la arcilla constante. Pestana (1994) define los suelos con valores de R_A entre 0.2 y 0.4 como suelos de baja actividad relativa, entre 0.4 y 0.7 como de media actividad relativa (los suelos más naturales se encuentran en este rango) y entre 0.7 y 1 como de alta actividad relativa.

Un mismo mineral de arcilla puede mostrar valores diferentes de LP y LL dependiendo de su historia geológica. Sin embargo, el valor de R_A sigue siendo el mismo para un tipo particular de mineral de arcilla. Para la bentonita, el valor R_A podría variar entre 0.74 y 0.93. El valor de R_A más bajo es para la halloysita (0.12). Para la ciudad de Esmeraldas se seleccionaron ocho muestras de las zonas Geotécnicas D, E, F1 y F4 y se analizaron su Actividad, A_c , y la actividad relativa, R_A , presentando sus resultados en la Tabla 10. 12. Aquí los resultados de actividad en muestras de arcilla y limos plásticos están formados principalmente por Caolinitas (R_A entre 0.3-0.64) seguidas de Illitas (R_A entre 0.43-0.69). Además se presentan valores bajos de actividad lo que indica una poca influencia de la fracción de arcilla en los suelos finos, razón por la cual de acuerdo a los límites de Atterberg se observa en dichos suelos finos comportamientos de limos plásticos.

Tabla 10. 12 Resultados de A_c y R_A de muestras en arcillas y limos de la ciudad de Esmeraldas.

Sondeo/Muestra	SUCS	LL	LP	IP	<2 μ m	A_c	R_A
P-1 M-10	CH	64	28	36	55	0.65	0.56
P-1 M-15	CH	61	23	38	51	0.75	0.62
P-1 M-21	CH	87	35	52	47.5	1.09	0.60
P-3 M-11	MH	52	30	22	61	0.36	0.42
P-6 M-24	CH	60	24	36	52	0.69	0.60
P-10 M-07	MH	62	33	29	47	0.62	0.47
P-15 M-26	MH	65	34	31	43	0.72	0.48
P-24 M-6	CL	41	23	18	33	0.55	0.44

10.5.1.2 Sensitividad

En la medida cuantitativa de la sensibilidad (S_t) se utilizó la relación de la resistencia pico inalterada (S_{up}) y la resistencia remodelada (S_{ur}), determinada por el ensayo de caída de cono, $S_t = S_{up}/S_{ur}$ (Terzaghi, 1944). En la Figura 10. 10 se presenta la variación de la sensibilidad para las muestras ensayadas de la Ciudad de Esmeraldas teniendo valores de sensibilidad de entre 1 a 5, o arcillas ligeramente sensitivas a medianamente sensitivas.

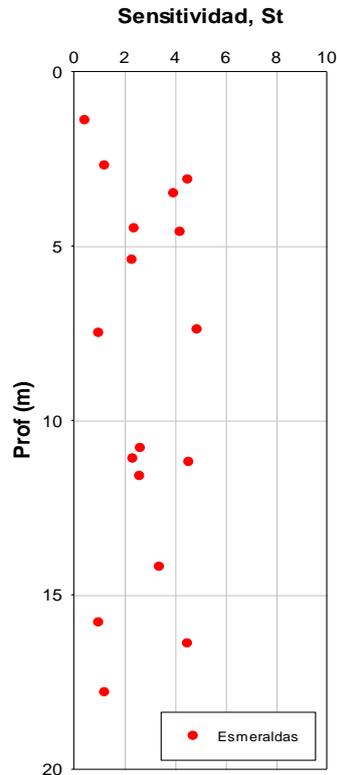


Figura 10.10 Variación de la sensibilidad respecto a la profundidad estimada a partir de los resultados del ensayo de caída de cono.

10.5.1.3 Gravedad específica de los sólidos

La gravedad específica de una sustancia sólida de la mayoría de los suelos inorgánicos varía entre 2.60 y 2.80. Las partículas de arena compuestas de cuarzo tienen un peso específico que van desde 2.65 hasta 2.67. Las arcillas inorgánicas generalmente oscilan entre 2.70 hasta 2.80. Los suelos con gran cantidad de materia orgánica o partículas porosas (como las diatomeas) tienen pesos específicos inferiores a 2.60, algunos incluso con rangos tan bajos como 2.0. Se muestra en la Figura 10.11 que los resultados de los ensayos de gravedad específica para la ciudad de Esmeraldas dieron valores entre 2.60 y 2.70.

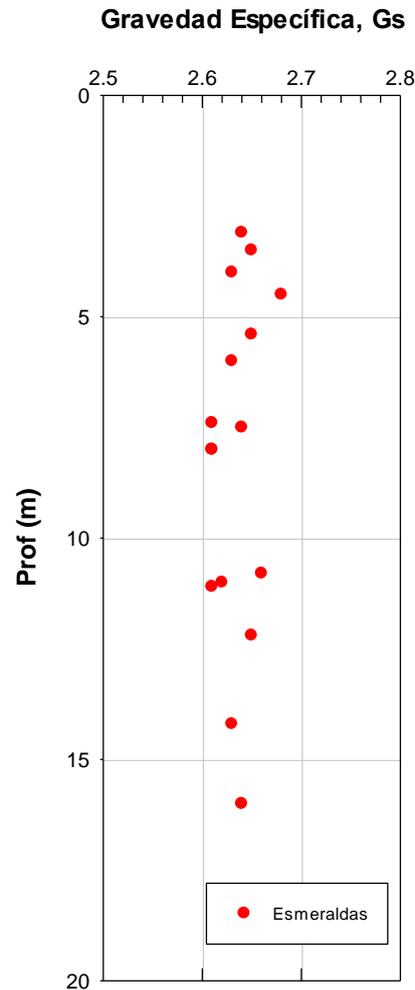


Figura 10. 11 Variación de Gs con la profundidad de las muestras de la Ciudad de Esmeraldas.

10.5.1.4 Peso volumétrico

En la Figura 10. 12 se presenta el peso volumétrico de las arcillas de la ciudad de Esmeraldas donde se puede observar que tienen un valor promedio de 16 kN/m^3 . Las muestras con mayor peso volumétrico pertenecen a la corteza superior desecada, aunque esto no esté muy claro debido a la consistencia rígida de los materiales, mientras que la muestra con materia orgánica presenta un peso volumétrico más bajo.

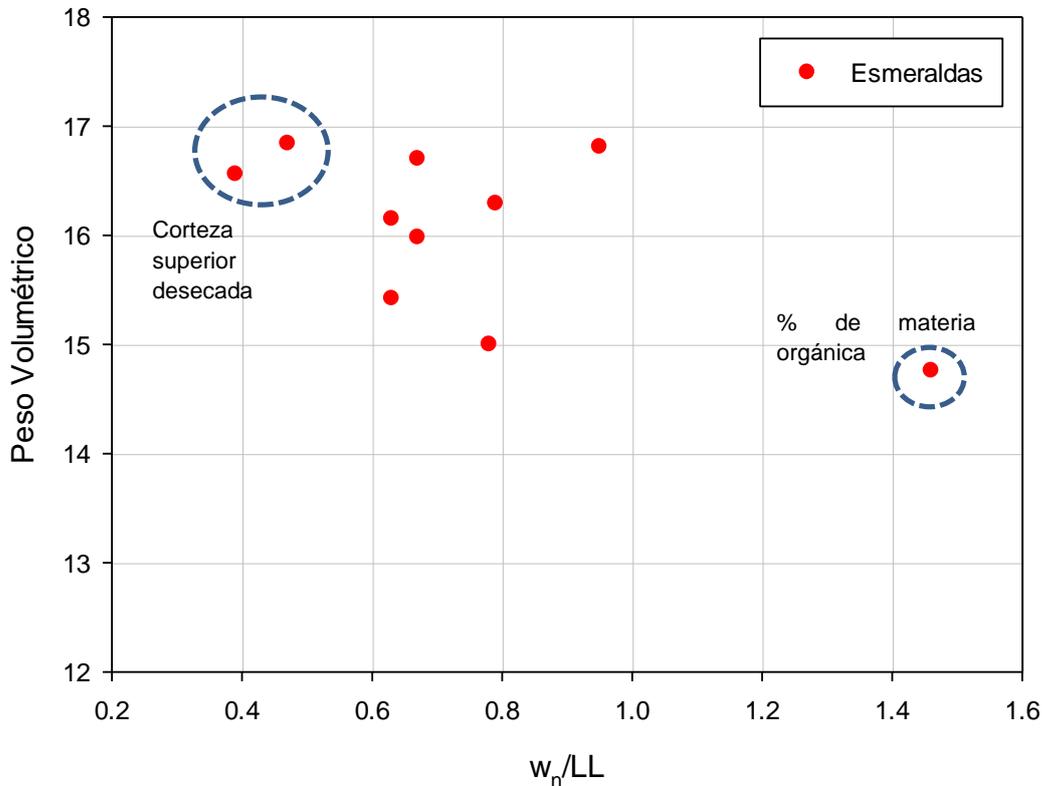


Figura 10. 12 Variación del peso volumétrico total de las arcillas de Esmeraldas con la relación del contenido de agua natural y su límite líquido.

10.5.1.5 Resistencia al corte no drenada e historia de esfuerzos

Los depósitos de arcillas (CH) y limos plásticos (MH) de la ciudad de Esmeraldas son en su mayoría preconsolidadas (esfuerzo efectivo, σ'_{vo} , menor al esfuerzo de preconsolidación, σ'_p) de acuerdo a los ensayos de consolidación realizados para la campaña del 2017. Para evaluar el comportamiento de las arcillas preconsolidadas, se utilizó la curva de Bjerrum (1973) presentada en la Figura 10. 13 utilizando datos seleccionados de ensayos de penetrómetro (PPT), torvane y Fall cone test (caída de cono normalizados) para el esfuerzo de preconsolidación de arcillas de Esmeraldas. Aunque la curva fue evaluada con ensayos de veleta de campo por Bjerrum, se observa un comportamiento similar con muestras ensayadas en laboratorio, pero con una mayor dispersión, donde principalmente el ensayo de torvane tiene un mayor ajuste de acuerdo a la gráfica mostrada. Puede notarse que a medida que se incrementa el índice de plasticidad se incrementa el esfuerzo cortante no drenado normalizado (S_u/σ'_y) de acuerdo a las curvas de Bjerrum (1973).

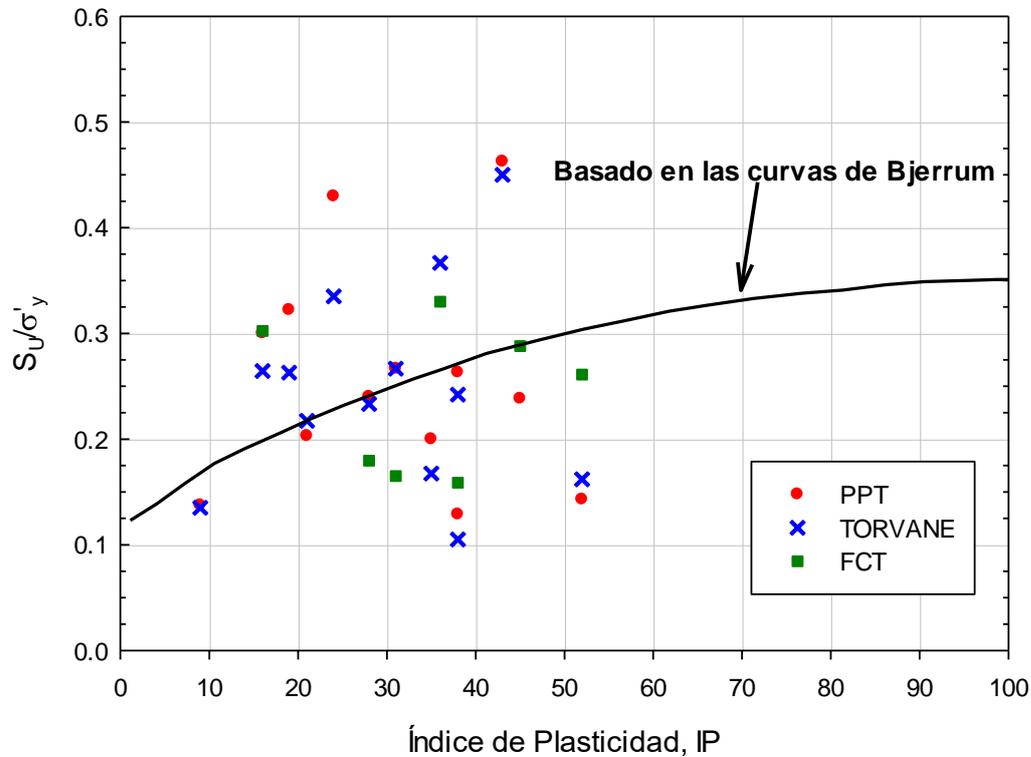


Figura 10. 13 Relación de la resistencia al corte no drenado normalizado de diferentes ensayos con el índice de plasticidad.

Además, se llevaron a cabo ensayos de triaxial estático donde se realizaron dos ensayos mediante el método de SHANSEP para las muestras de suelo. Adicionalmente se realizó ensayos de consolidación tipo IL (Carga incremental) en muestras de arcillas y limos de alta plasticidad como se observa en la

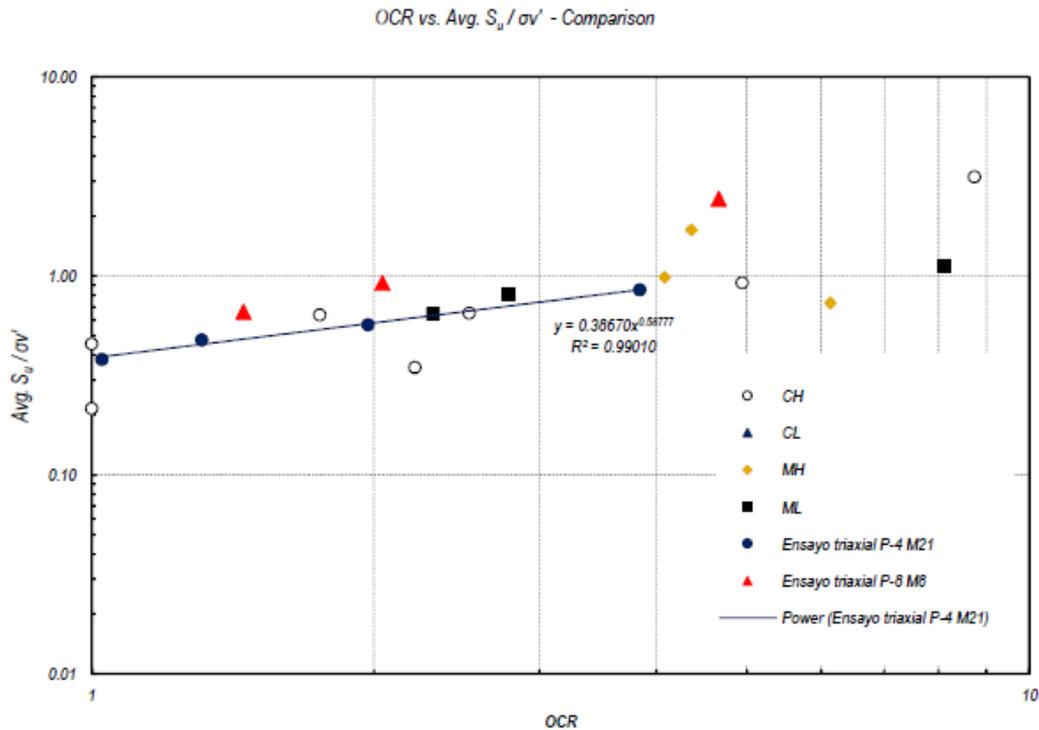


Figura 10. 14. El enfoque normalizado de SHANSEP fue desarrollado para las arcillas de Esmeraldas utilizando la siguiente ecuación:

$$S_u / \sigma'_{vc} = S(OCR)^m, \text{ (Ladd and Foott 1974)}$$

Donde S es la relación de esfuerzos en un estado normalmente consolidado, m es una constante del material y OCR es la relación de sobreconsolidación (definida como la relación del esfuerzo vertical de preconsolidación para el esfuerzo vertical efectivo). La Tabla 10. 13 muestra la estimación de los parámetros tipo de SHANSEP para la ciudad de Esmeraldas.

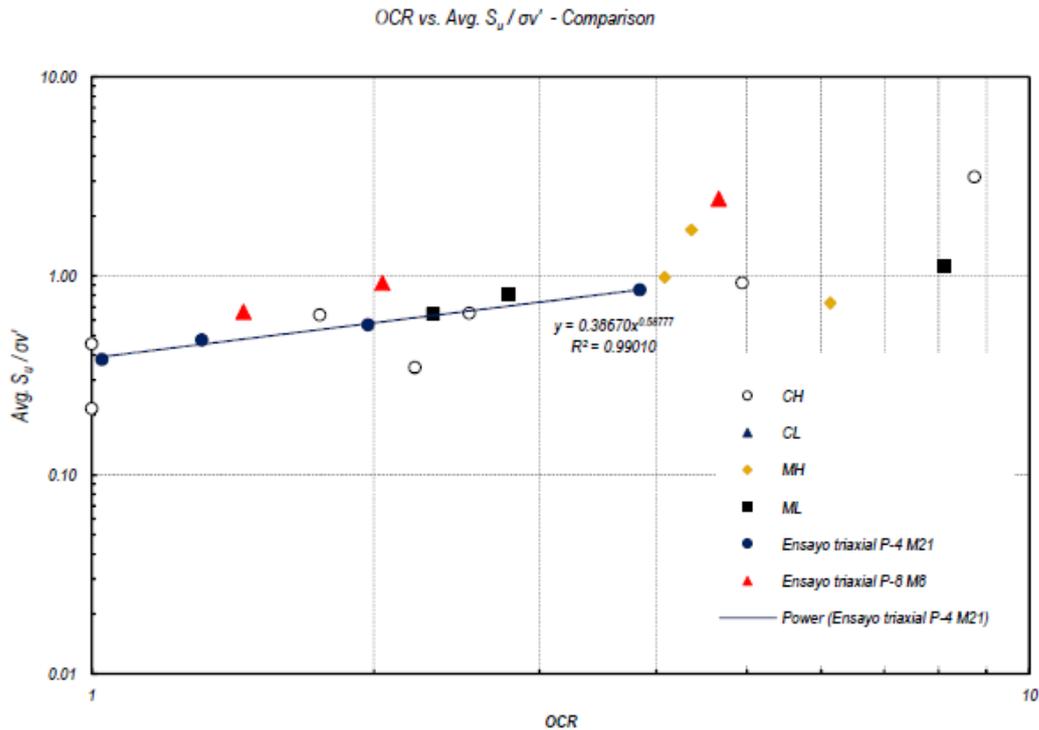


Figura 10. 14 Relación de la resistencia de corte normalizada vs. OCR, de ensayos triaxial estático CIU y consolidación (carga incremental) para las zonas Geotécnicas de Esmeraldas.

Tabla 10. 13 Estimación de los parámetros tipo de SHANSEP para las arcillas de Esmeraldas.

Zonas Geotécnicas	Arcillas de Esmeraldas	S	m
F4, E, D, C, B	Centro - Sur-Tachina	0.39	0.59

La estimación de la resistencia al esfuerzo cortante no drenada mediante el ensayo de penetración del cono se realizó usando la siguiente ecuación

$$S_u = \frac{q_c - \sigma'_{vo}}{N_k}$$

En el capítulo 3 se indica detalladamente que para el presente estudio se considera trabajar con un N_k de 14.

Para estimar la resistencia de cono estático, q_c , se recomienda considerar la siguiente ecuación.

$$q_c = \frac{q_d}{N_d}$$

Donde q_d es la resistencia de cono dinámico y N_d es el factor de cono para suelos arcillosos.

El valor de q_c obtenido mediante el ensayo DPT para las arcillas y limos deltaicos de la ciudad de Esmeraldas, tuvo un buen ajuste con el q_c del ensayo CPT para valores de $N_d=10$ (para profundidades mayores entre 7 y 10 m).

A continuación, se presenta una relación directa entre el esfuerzo vertical de fluencia o esfuerzo de preconsolidación y la resistencia de cono (Tavenas y Leroueil, 1979; Mayne y Holtz, 1988):

$$\sigma'_y = \sigma'_p = Kq_c$$

Donde los valores de K están empíricamente evaluados y presentados en la Tabla 10. 14 para cada zona geotécnica.

Tabla 10. 14 Valores estimados del factor de cono; N_k , y N_d para suelos arcillosos de la ciudad de Esmeraldas

Zona Geotécnica	F1, F4, E, D, C, B	Profundidad (m)
N_k	14	0 - 25
N_d	10	0 - 25
K	0.6	0 - 6
	0.3	6 - 25

Para estimar la resistencia al esfuerzo cortante no drenado, S_u , mediante los valores de N_{60} , se utilizaron las recomendaciones de Brown e Hettiarachchi (2008), donde nos presenta la siguiente ecuación.

$$\frac{S_u}{P_{atm}} = \alpha * N_{60}$$

Donde α es el factor para obtener el S_u , a partir del N_{60} del ensayo SPT y P_{atm} es la presión atmosférica. Para el centro de la ciudad se tiene hasta los 10 m de profundidad un α de 8 y de ahí cambia a 6 hasta los 25 m de profundidad. Mientras que para la zona sur a una profundidad de 20 m el factor alfa varía de 8 a 6 y para el sector de Tachina alfa varía de 6 a 8 a una profundidad de 7 m.

10.5.1.6 Compresibilidad

La calidad de la muestra es un parámetro a tener en consideración, $\Delta e/e_0$, el cual determina el grado de perturbación que posee una muestra ensayada, Lunne et al. (1997), y nos permite poseer un criterio de confiabilidad de los parámetros obtenidos de los ensayos odométricos realizados.

Tabla 10. 15 Criterios propuestos para la evaluación de perturbación de la muestra cuantificados por los valores de $\Delta e/e_0$.

CALIDAD DE LA MUESTRA				
OCR	Muy buena a Excelente	Buena a Regular	Pobre	Muy Pobre
1 - 2	< 0.04	0.04 - 0.07	0.07 - 0.14	> 0.14
2 - 4	< 0.03	0.03 - 0.05	0.05 - 0.10	> 0.10

Similar a lo realizado por Lambe y Whitman (1969) y Koutsoftas et al. (1987), una correlación empírica entre ambos, la relación de compresión y la relación de recompresión, con contenido de agua natural o contenido de agua in situ se presenta para depósitos de arcilla de Esmeraldas como lo realizado en Guayaquil Vera (2005):

$$CR = \frac{C_c}{1 + e_0} \cong \alpha_D \sqrt{w_n}$$

$$RR = \frac{C_r}{1 + e_0} \cong \alpha_{Dr} \sqrt{w_n}$$

Donde α_D es un coeficiente empírico para estimar la relación de compresión (CR) y α_{Dr} es el coeficiente para estimar el índice de recompresión (RR), donde $\alpha_{Dr} = \alpha_D/8.5$. El contenido de agua natural se define como w_n . Los valores estimados de CR se podrían obtener utilizando valores promedio de α_D de 0.026.

Los valores de la relación CR/RR fueron obtenidos para las mismas muestras de arcilla ensayadas con las pruebas edométricas IL. Los valores de CR/RR son independientes de su contenido de agua natural. Para arcillas y limos de la terraza superior e inferior, la relación varía de 5 a 11 con un valor medio de 8.

En la Tabla 10. 16 se presenta los resultados de la variación del CR y RR para diferentes muestras ensayadas de la ciudad de Esmeraldas. Se tiene calidades de muestra que varían de excelente a pobre con OCR que pueden llegar a 8 (arcillas y limos plásticos en su mayoría preconsolidados). Las muestras ensayadas poseen un porcentaje del tamiz 200 mayor a 88 lo que indica muy poca o nula presencia de arenas en los estratos arcillosos.

Tabla 10. 16 Criterios propuestos para la evaluación de perturbación de la muestra cuantificados por los valores de $\Delta e/e_0$.

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	%T200	%Wn	IP	Gs	OCR	CR	RR	CR/RR	e ₀	$\Delta e/e_0$	SUCS	CALIDAD DE LA MUESTRA. Lunne et al. (1997)
P1	M10	4.9	99	30	36	2.62	8.7	0.19	0.027	7	1.06	0.01	CH	EXCELENTE
P1	M21	11.25	99	68	52	2.61	2.2	0.27	0.035	8	1.99	0.05	CH	REGULAR
P1	M27	14.7	67	39	19	2.63	2.1	0.16	0.015	11	1.16	0.07	ML	POBRE
P3	M13	6.95	95	55	39	2.6	1.8	0.28	0.042	7	2.02	0.02	CH	EXCELENTE
P8	M8	4.25	92	42	9	2.63	8.1	0.15	0.014	10	1.35	0.01	ML	EXCELENTE
P8	M16	8.85	99	62	38	2.61	2.6	0.25	0.040	6	1.78	0.03	CH	BUENA
P9	M13	6.8	97	35	24	2.63	4.4	0.14	0.024	6	1.18	0.03	MH	BUENA
P9	M31	16	98	53	45	2.6	4.5	0.16	0.023	7	1.49	0.01	MH	EXCELENTE
P10	M19	11.6	98	51	38	2.61	6.1	0.26	0.018	14	1.41	0.01	MH	EXCELENTE
P12	M22	12.1	99	42	16	2.6	2.8	0.16	0.018	9	1.46	0.05	ML	REGULAR
P-14	M16	7.6	81	41	28	2.61	4.1	0.17	0.020	9	1.15	0.02	MH	EXCELENTE
P19	M15	8.35	88	20	35	2.61	4.9	0.15	0.018	8	0.80	0.03	CH	BUENA

El coeficiente de consolidación vertical (C_v) definido por Terzaghi controla el proceso de consolidación y es de hecho una función de los parámetros de permeabilidad y compresibilidad:

$$C_v = \frac{k\sigma'_v}{0.434CR\gamma_w}$$

Donde k es el coeficiente de conductividad hidráulica (permeabilidad), γ_w es el peso volumétrico del agua, σ'_v es el esfuerzo efectivo de consolidación y CR es la relación de compresión. La Figura 10. 15 muestra los resultados de C_v obtenidos de los ensayos de consolidación de carga incremental para muestras de arcilla y limos plásticos. Se puede notar que el C_v normalmente consolidado se encuentra en un rango entre 25 a 0.1 $m^2/año$.

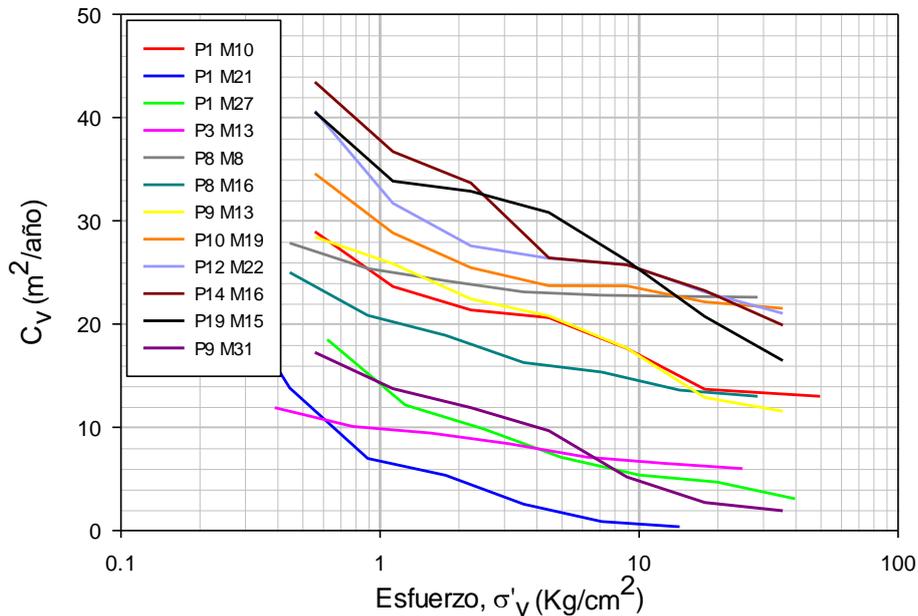


Figura 10. 15 Curvas de Cv para diferentes muestras de arcilla y limo plástico de la ciudad de Esmeraldas.

Pestana (1994) presentó un marco para modelar el comportamiento de compresión de arcillas y arenas. Describió el régimen de compresión virgen, NCL (línea de compresión normal), por la curva de compresión límite (LCC), de la siguiente manera:

$$\log(e) = -\alpha_c \log(\sigma'_v / \sigma'_{vr})$$

Dónde: α_c = coeficiente de compresibilidad, e = relación de vacíos, σ'_{vr} = esfuerzo vertical efectivo de referencia a 1 atm, σ'_v = esfuerzo vertical efectivo. La ecuación anterior también puede escribirse de la siguiente forma:

$$\log(e/e_1) = -\alpha_c \log(\sigma'_v / p_a)$$

Dónde: e_1 = relación de vacíos de referencia en $\sigma'_v / p_a = 1$.

Además, Pestana (1994) propuso también una correlación empírica entre la relación de compresión ($CR = C_c / (1 + e_0)$) y el coeficiente de compresibilidad (α_c) para arcillas normalmente consolidadas:

$$CR = 1.66[1 - \exp(-1.39\alpha_c)]n_0$$

Dónde: n_0 es la porosidad inicial.

Normalizando la relación de vacíos con e_1 y trazando la curva en la escala log-log, se puede apreciar en la Figura 10. 16 que las curvas presentan pendientes diferentes con un rango del coeficiente de compresibilidad, α_c , de 0.16 a 0.3 lo cual es congruente con arcillas sobreconsolidadas.

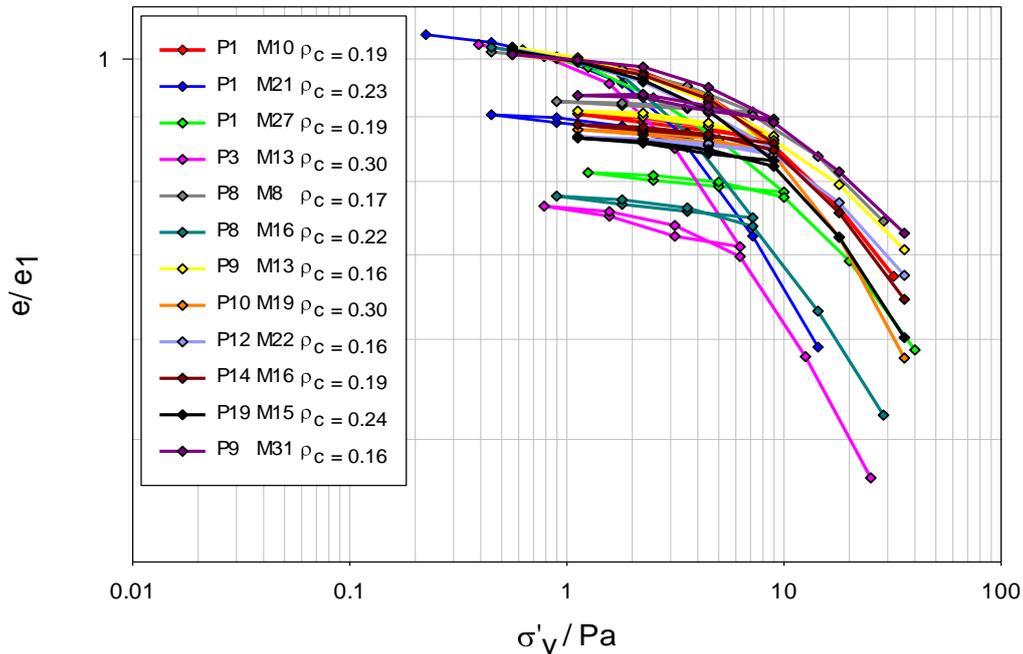


Figura 10. 16 Normalización de la relación de vacíos con e_1 para estimación del coeficiente de compresibilidad, ρ_c .

10.5.1.7 Ensayo CPT

10.5.1.7.1 Compresibilidad

Un total de 32 ensayos CPTU se realizaron en el proyecto, ejecutándose en la mayoría de ellos ensayos de disipación a diferentes profundidades. Para estimar los valores de C_h (coeficiente de consolidación horizontal) se tiene la siguiente ecuación:

$$c_h = \frac{T r^2 I_r^{0.5}}{t_{50}}$$

Donde,

T es el factor de tiempo adimensional cuyo valor es 0.245.

r es el radio del cono, cuyo valor para el presente proyecto es: $r = 17.84$ mm

t_{50} es el 50% de disipación del exceso de presión de poros.

I_r es el Índice de rigidez y se define por la siguiente ecuación.

$$I_r = \frac{G_{50}}{S_u}$$

Donde, G_{50} es el módulo secante de corte para un nivel de esfuerzo cortante del 50% (para el presente estudio se usó $G_{50}=0.3 \cdot G$) y S_u es la resistencia al esfuerzo cortante no drenado:

En la Tabla 10. 17 se muestra los valores del coeficiente de consolidación horizontal (C_h) obtenidos en todas las disipaciones realizadas en campo (24 disipaciones).

Tabla 10. 17 Coeficiente de consolidación horizontal obtenido de los ensayos de disipación con el piezocono (CPTU).

CPT-U	PROF	Ir	PROF	Ch (m2/year)
CPTu-8	3.9	162.21	3.9	435
CPTu-25	5.75	254.45	5.75	50
CPTu-1	6.05	145.78	6.05	93
CPTu-2	6.68	334.17	6.68	341
CPTu-4	7.31	200.13	7.31	188
CPTu-7	8.7	114.23	8.7	5
CPTu-1	8.96	200.62	8.96	47
CPTu-10	9.02	178.06	9.02	196
CPTu-16	9.05	115.81	9.05	540
CPTu-17	9.3	131.66	9.3	27
CPTu-11	9.5	204.72	9.5	306
CPTu-14	9.85	201.81	9.85	318
CPTu-27	10.12	131.22	10.12	6
CPTu-6	10.15	162.65	10.15	581
CPTu-30	10.8	125.09	10.8	917
CPTu-13	11.85	195.41	11.85	1809
CPTu-25	11.9	281.94	11.9	99
CPTu-12	12.45	181.52	12.45	1142
CPTu-9	12.83	203.45	12.83	835
CPTu-26	12.98	266.53	12.98	346
CPTu-5	16.05	150.67	16.05	1207
CPTu-9	16.12	107.16	16.12	3182
CPTu-12	16.65	137.29	16.65	565
CPTu-9	21.7	309.2	21.7	363

Adicionalmente en la Tabla 10. 18 se muestran los valores del coeficiente de consolidación horizontal (C_v) y vertical (C_h) obtenidos para varios sectores del proyecto. Los coeficientes de consolidación vertical del laboratorio (C_{vlab}) fueron calculados a partir de los ensayos de consolidación, en función de los parámetros de permeabilidad y compresibilidad. Por otra parte, los coeficientes de consolidación horizontal del laboratorio (C_{hlab}) se calcularon empleando la fórmula propuesta por Baligh y levadoux (1986).

Tabla 10. 18 Comparación de los valores de Cv y Ch para algunos sitios del proyecto de Esmeraldas.

SONDEO				CPTU							RELACION
SONDEO	MUESTRA	PROF(m)	CV lab (m ² /año)	CPTU-U	PROF	Ir	PROF (m)	Ch (m ² /year)	RR/CR	Ch lab (m ² /yr)	Ch lab/Cv lab
P8	M8	4.25	27.5	CPTu-8	3.9	162.21	3.9	435	0.10	42.00	1.53
P1	M10	4.9	29	CPTu-25	5.75	254.45	5.75	50	0.14	7.15	0.25
P9	M13	6.8	27	CPTu-1	6.05	145.78	6.05	93	0.17	16.09	0.60
P3	M13	6.95	10.4	CPTu-2	6.68	334.17	6.68	341	0.15	50.94	4.90
P-14	M16	7.6	38	CPTu-4	7.31	200.13	7.31	188	0.11	21.57	0.57
P19	M15	8.35	35	CPTu-7	8.7	114.23	8.7	5	0.16	0.82	0.02
P8	M16	8.85	21.5	CPTu-1	8.96	200.62	8.96	47	0.12	5.68	0.26
P1	M21	11.25	6.8	CPTu-30	10.8	125.09	10.8	917	0.13	118.71	17.46
P10	M19	11.6	30	CPTu-13	11.85	195.41	11.85	1809	0.07	128.16	4.27
P12	M22	12.1	31	CPTu-12	12.45	181.52	12.45	1142	0.11	130.14	4.20
P9	M31	16	13	CPTu-5	16.05	150.67	16.05	1207	0.14	172.11	13.24

10.5.1.8 Línea Sísmica de Refracción

En la campaña de microzonificación sísmica de la ciudad de Esmeraldas, se realizaron un total de 4 líneas sísmicas de refracción, de las cuales se obtuvieron los valores de velocidad de onda compresional (Vp) y profundidad de la capa meteorizada. Ya que las líneas sísmicas se adquirieron mediante varios tendidos, para la etapa final de interpretación de los modelos de velocidad de la zona, se procedió a unir cada uno de los modelos generados de cada tendido, de modo de obtener un modelo de velocidad unificado para cada línea refracción. Los rangos de valores de velocidades las líneas sísmicas procesadas pueden apreciarse en la Tabla 10.19

Tabla 10.19 Reporte de velocidades obtenidas de la sísmica de refracción.

Líneas Sísmicas	Promedio Vp1 [m/s]	Rango Vp1 [m/s]	Promedio Vp2 [m/s]	Rango Vp2 [m/s]
LSR-1	525	300 - 750	1100	1000 - 1200
LSR-1'	310	300 - 320	600	600
LSR-2	378	255 - 500	1050	1000 - 1100
LSR-3	395	250 - 540	1666	1597 - 1735

10.5.1.9 Medición de periodos elásticos del suelo basado en ensayo de Nakamura.

A partir de las mediciones realizadas para determinar el periodo elástico por el método de Nakamura, se calcularon las curvas de relación espectral de H/V, de las cuales se obtuvieron los valores de frecuencias dominantes, e implícitamente los periodos elásticos del suelo, correspondientes al área de interés. Las curvas de H/V, calculadas mediante la técnica de Nakamura, que se usaron para presentar los resultados del presente informe se pueden observar en el Anexo F.

En la Tabla 10.20 que se presenta a continuación, se pueden reflejar los valores de frecuencia y periodos, de cada punto de medición, calculados para toda la campaña de 2017 de microzonificación de la ciudad de Esmeraldas.

Tabla 10.20 Valores de frecuencia y periodos para cada punto de medición usando el Método de Nakamura.

ID	UTM Este	UTM Norte	F ₀	T ₀	ID	UTM Este	UTM Norte	F ₀	T ₀
N-01	648578.47	108689.51	3.22	0.31	N-101	647026.01	102970.00	1.11	0.90
N-02	648676.20	109029.75	SC	SC	N-102	647565.00	103324.00	1.20	0.83
N-03	649118.99	109144.37	3.63	0.28	N-103	647987.00	103134.00	1.15	0.87
N-04	649214.79	109203.49	4.00	0.25	N-104	648560.00	103172.00	1.44	0.70
N-05	648991.10	109470.13	3.61	0.28	N-105	649102.31	103081.34	1.19	0.84
N-06	649497.84	109675.24	3.65	0.27	N-106	647237.68	102576.17	1.16	0.86
N-07	649917.70	109916.54	2.78	0.36	N-107	647554.31	102705.00	1.06	0.94
N-08	650420.00	110168.00	0.73	1.38	N-108	647844.78	102788.36	0.88	1.14
N-09	650350.00	108883.00	0.77	1.29	N-109	648203.86	102823.71	0.86	1.16
N-10	649711.39	109338.62	2.10	0.48	N-110	648474.46	102843.21	1.04	0.96
N-11	650049.21	109655.93	SC	SC	N-111	649057.68	102889.56	0.88	1.14
N-12	650644.03	109561.82	1.08	0.93	N-112	647168.15	102339.60	1.22	0.82
N-13	650233.81	109085.25	1.10	0.91	N-113	647774.65	102515.11	1.07	0.93
N-14	650740.55	108602.64	0.75	1.33	N-114	648340.30	102526.81	1.12	0.89
N-15	650856.37	109302.42	0.71	1.42	N-115	648977.97	102612.61	1.02	0.98
N-16	649174.49	108831.88	3.56	0.28	N-116	648545.35	102367.90	1.05	0.95
N-17	649699.93	108955.55	1.38	0.72	N-117	649164.35	102213.26	0.82	1.21
N-18	649272.00	108463.00	SC	SC	N-118	647019.13	102105.23	4.78	0.21
N-19	649639.60	108600.83	1.38	0.73	N-119	647533.08	102076.92	1.75	0.57
N-20	650298.36	108542.92	1.21	0.83	N-120	647972.36	102003.82	1.38	0.73
N-21	649177.00	108349.00	3.70	0.27	N-121	648399.31	102088.69	1.14	0.88
N-22	649540.00	108345.00	1.28	0.78	N-122	649046.51	101980.29	1.97	0.51
N-23	649738.00	108424.00	1.33	0.75	N-123	648438.36	101716.66	1.40	0.71
N-24	650069.12	108374.01	1.33	0.75	N-124	646104.37	101486.16	SC	SC
N-25	648972.40	107951.73	2.12	0.47	N-125	646779.86	101705.66	1.59	0.63
N-26	649348.83	108103.75	SC	SC	N-126	647478.25	101775.90	1.73	0.58
N-27	649886.00	108221.00	1.40	0.71	N-127	647608.90	101109.73	2.70	0.37
N-28	648510.30	107583.74	2.36	0.42	N-128	648107.68	101187.53	2.08	0.48
N-29	648592.35	107154.22	3.33	0.30	N-129	646914.52	101157.10	2.95	0.34
N-30	649011.00	107535.00	2.76	0.36	N-130	652373.33	105537.15	1.47	0.68
N-31	649293.94	107759.89	1.48	0.68	N-131	652398.38	105997.50	2.04	0.49
N-32	649502.00	107785.00	1.47	0.68	N-132	652415.01	106421.35	1.68	0.60
N-33	649915.00	107906.00	1.32	0.76	N-133	652548.98	106808.38	1.38	0.73
N-34	650079.38	107810.56	1.68	0.60	N-134	652614.48	107171.59	1.03	0.97
N-35	648730.49	107064.90	2.42	0.41	N-135	652629.36	107445.48	1.20	0.83
N-36	648977.09	107224.91	2.51	0.40	N-136	652650.20	107906.94	2.55	0.39
N-37	649846.52	107445.53	1.41	0.71	N-137	652677.00	108353.51	2.20	0.45
N-38	649368.89	107517.46	2.56	0.39	N-138	652700.81	108686.95	3.13	0.32
N-39	649794.35	107644.78	1.32	0.76	N-139	652730.59	108934.05	2.04	0.49
N-40	648649.65	106782.01	SC	SC	N-140	653159.00	108833.00	1.19	0.84
N-41	648974.12	107001.97	SC	SC	N-141	653164.32	108433.89	1.15	0.87
N-42	649324.10	107213.94	2.27	0.44	N-142	653152.41	108124.27	0.83	1.20
N-43	649717.42	107273.06	1.31	0.76	N-143	653134.54	107859.31	0.95	1.05
N-44	649956.31	107332.18	1.19	0.84	N-144	653134.54	107588.39	0.93	1.07
N-45	650310.00	107371.00	1.59	0.63	N-145	653088.00	107280.00	0.93	1.07
N-46	649006.73	106782.26	1.65	0.61	N-146	653536.46	106873.88	2.56	0.39

N-47	649279.65	106820.30	3.25	0.31	N-147	653089.14	106808.38	2.76	0.36
N-48	649350.34	106934.48	2.16	0.46	N-148	652797.39	106533.74	1.45	0.69
N-49	649667.32	106960.39	1.69	0.59	N-149	652803.34	106285.15	1.39	0.72
N-50	649862.25	107026.79	1.52	0.66	N-150	652682.77	105945.76	3.08	0.33
N-51	650219.00	107121.00	1.57	0.64	N-151	649497.50	109340.05	2.34	0.43
N-52	650369.48	106961.67	1.49	0.67	N-152	649455.01	109093.28	SC	SC
N-53	649081.00	106638.00	SC	SC	N-153	649460.58	108663.15	1.44	0.69
N-54	649547.42	106700.96	1.79	0.56	N-154	649642.67	108187.30	1.09	0.92
N-55	650003.89	106764.90	1.21	0.83	N-155	649722.48	107881.06	1.29	0.78
N-56	650401.56	106759.70	1.60	0.63	N-156	649459.05	107975.43	1.38	0.73
N-57	650790.75	106678.99	1.08	0.93	N-157	649660.83	107541.61	1.28	0.78
N-58	651389.00	106551.00	1.69	0.59	N-158	649557.34	107098.17	SC	SC
N-59	651397.17	106321.93	1.75	0.57	N-159	650070.80	106963.77	1.43	0.70
N-60	648690.00	106208.00	SC	SC	N-160	649144.96	106484.96	1.33	0.75
N-61	649004.93	106311.71	2.06	0.49	N-161	649678.99	106571.06	1.37	0.73
N-62	649324.69	106431.73	1.57	0.64	N-162	649812.16	106806.91	1.33	0.75
N-63	649600.00	106378.00	1.18	0.85	N-163	650053.99	106621.15	1.18	0.85
N-64	649890.10	106457.19	1.20	0.83	N-164	650585.52	106002.27	SC	SC
N-65	650131.60	106482.96	1.09	0.92	N-165	649700.81	105963.13	1.45	0.69
N-66	650525.17	106324.68	SC	SC	N-166	650706.03	105628.77	0.84	1.19
N-67	651115.07	106240.33	SC	SC	N-167	651123.71	105501.65	0.55	1.81
N-68	651390.20	106070.63	1.09	0.92	N-168	650683.84	105328.12	0.74	1.36
N-69	648638.02	105970.05	2.06	0.49	N-169	650761.87	104758.81	0.86	1.16
N-70	648974.00	105777.00	2.13	0.47	N-170	652457.46	106195.76	SC	SC
N-71	649532.36	106063.31	2.70	0.37	N-171	652624.93	106385.43	1.35	0.74
N-72	649871.29	106139.09	1.64	0.61	N-172	653559.70	107196.10	1.03	0.97
N-73	650304.56	106107.24	1.20	0.83	N-173	653323.08	106908.03	1.32	0.76
N-74	650704.45	106056.72	SC	SC	N-174	652616.35	106569.76	1.20	0.83
N-75	651107.38	105916.12	1.31	0.76	N-175	653167.71	109389.89	1.82	0.55
N-76	648597.31	105640.92	2.56	0.39	N-176	647210.54	103372.67	1.05	0.95
N-77	649069.62	106183.67	SC	SC	N-177	647493.61	103662.15	1.82	0.55
N-78	649302.42	105759.49	2.59	0.39	N-178	647935.29	102954.64	0.88	1.14
N-79	649703.30	105714.63	2.18	0.46	N-179	648384.26	102990.05	1.01	0.99
N-80	649969.52	105754.53	1.10	0.91	N-180	649220.95	102852.31	0.80	1.25
N-81	650468.08	105795.99	SC	SC	N-181	648105.12	102614.22	0.81	1.23
N-82	650873.87	105749.23	1.32	0.76	N-182	648997.59	102443.70	0.97	1.03
N-83	651404.57	105833.26	1.30	0.77	N-183	649172.52	101679.99	SC	SC
N-84	649232.37	105322.72	SC	SC	N-184	649315.79	101294.59	2.63	0.38
N-85	649740.32	105328.01	1.27	0.79	N-185	646406.00	101997.00	0.97	1.03
N-86	650095.46	105320.08	1.42	0.70	N-186	646529.24	101657.79	0.67	1.49
N-87	650427.28	105384.60	1.04	0.96	N-187	646961.05	101409.61	2.78	0.36
N-88	650882.10	105439.17	SC	SC	N-188	645885.58	102105.74	0.78	1.28
N-89	651260.18	105337.94	0.63	1.58	N-189	645516.32	101835.36	1.06	0.94
N-90	649068.95	105153.32	3.30	0.30	N-190	651612.00	106934.00	1.64	0.61
N-91	649358.12	104974.37	2.54	0.39	N-191	645683.80	101328.90	0.88	1.14
N-92	649879.27	104987.06	2.40	0.42	N-192	646014.71	101022.19	0.94	1.06
N-93	650285.39	105029.93	3.23	0.31	N-193	652123.15	105880.91	SC	SC
N-94	650340.58	104683.98	8.47	0.12	N-194	646507.05	101234.06	1.25	0.80
N-95	650735.41	104925.48	0.96	1.04	N-195	646164.03	101750.61	0.78	1.28
N-96	651047.69	104990.60	0.80	1.25	N-196	651691.25	105971.41	0.63	1.59
N-97	650651.93	104456.05	SC	SC	N-197	647271.78	101776.84	3.13	0.32
N-98	650230.03	104238.05	1.23	0.81	N-198	647971.95	101546.81	2.00	0.50
N-99	649931.00	103670.00	SC	SC	N-199	648452.00	101353.00	1.89	0.53
N-100	649645.00	103455.00	SC	SC	N-200	648419.00	101095.00	2.13	0.47

Para la zona sur del área de estudio (ver Figura 10.6), se observa una tendencia preferencial de los contornos con un rumbo este-oeste, observándose una alineación de valores de periodos (1 segundo) ubicados aproximadamente en la latitud de 103000m N en donde se presentan suelos tipo D_2, E_2 y F1_1. De igual modo, para esta región se consiguen los menores valores de periodos elásticos hacia el norte y al sur de la latitud antes mencionada, donde la topografía incrementa sus elevaciones y se basa en una caracterización geotécnica de suelos tipo B y D_1 según la clasificación de la NEC-15.

En término de comportamiento local de los periodos según la Figura 10.17, para la zona del centro, se puede observar que, al norte de la ciudad de Esmeraldas, al norte del barrio Panecillo, se consiguen bajos valores de periodos a pesar de estar en una zona de bajas elevaciones, donde a su vez el suelo ha sido catalogado como tipo C. La parte más oriental de la ciudad de Esmeraldas, donde el geomaterial fue considerado como suelos tipo F1_2, está conformada por valores altos de periodos, este comportamiento en el mapa de periodos parece tener una relación con la ubicación de la falla de Esmeraldas y la posible ubicación de los bloques techo y piso de la misma, y asumiendo que el bloque techo se ubica en la zona occidental del área de estudio.

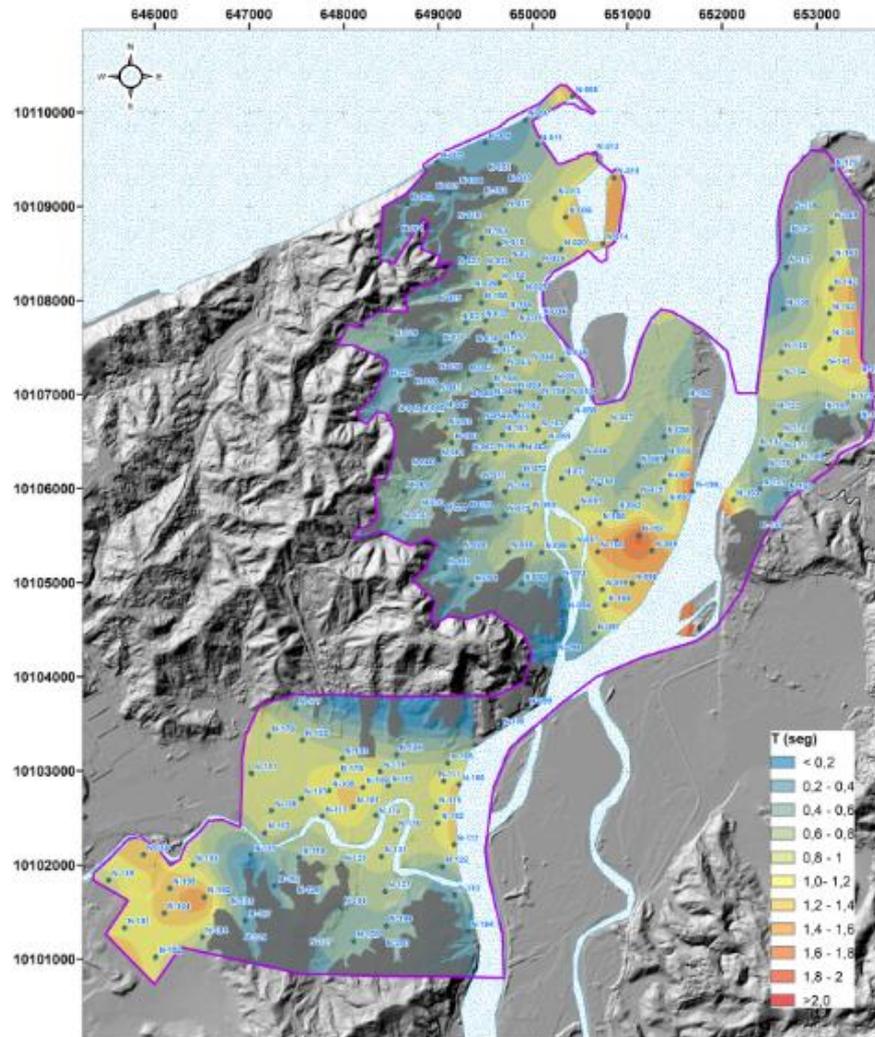


Figura 10.17 Mapa de periodos elásticos obtenidos por el método de Nakamura en la ciudad de Esmeraldas en el proyecto de microzonificación de 2017.

10.5.1.10 Estimación de velocidad de onda de corte (V_s) a partir del ensayo MASW+MAM.

Se realizaron 50 ensayos geofísicos para medición de ondas superficiales con el fin de obtener perfiles de velocidad de onda de corte, usando para ello las metodologías de métodos activos y pasivos, de los cuales se realizaron 13 tendidos de MAM con arreglo lineal MAM, y 37 tendidos de MAM con arreglo bidimensional con geófonos de 4,5 y 1 Hz de sensibilidad, lo cual corresponde aproximadamente el 74% de todos los ensayos.

Posterior a la etapa de procesamiento para ondas superficiales, tal como fue descrito en el Capítulo 1 y a partir del cual se obtuvieron los perfiles 1D de velocidad de onda de corte, se realizó un análisis para extraer de cada perfil el promedio ponderado de la velocidad de onda de corte de los primeros 30 metros (V_{s30}), velocidad de onda de corte de una primera capa (V_{s1}) y segunda capa (V_{s2}) interpretadas según la rigidez del

geomaterial, y el espesor de la primera capa (H_1), usando como criterio la geología local, y la escala de V_s expresa en la NEC del 2015.

Para calcular el valor de V_{s30} se usó la expresión matemática que se presenta a continuación:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^N H_i}{\sum_{i=1}^N \frac{H_i}{V_{si}}}$$

En donde,

V_{s30} : es el valor promedio de velocidad de onda cortante de los primeros 30 metros.

H_i : es el espesor de cada estrato en el perfil de V_s .

V_{si} : es la velocidad de cada estrato en el perfil de V_s .

Los valores calculados de V_{s30} , V_{s1} , V_{s2} y H_1 para cada punto de medición pueden observarse en la Tabla 10.21, de igual manera, la información correspondiente a cada perfil de V_s medido para determinar el valor de V_{s30} se puede observar en el Anexo G.

Tabla 10.21 Valores de V_{s30} , V_{s1} , V_{s2} y H_1 obtenidos de los ensayos MASW-MAM realizados en la campaña de 2017 de microzonificación de la ciudad de Esmeraldas.

Ensayo	UTM Este	UTM Norte	V_{s30} [m/s]	V_{s1} [m/s]	H_1 [m]	V_{s2} [m/s]
M+M-1	649521	108368	233	183	5.41	249
M+M-2	649748	108439	176	141	6.00	188
M+M-3	649349	108104	239	152	5.80	277
M+M-4	649813	108235	216	174	7.70	236
M+M-5	649591	107736	233	187	2.65	239
M+M-6	649988	108048	200	158	10.04	232
M+M-7	649794	107645	175	165	25.00	213
M+M-8	649324	107214	212	200	12.00	222
M+M-9	649700	107271	188	171	8.60	190
M+M-10	649966	107343	178	143	10.55	204
M+M-11	649862	107027	179	168	16.55	196
M+M-12	650190	107142	175	164	18.10	195
M+M-13	650004	106765	152	140	18.40	174
M+M-14	649405	106349	232	140	13.40	340
M+M-15	649603	106362	182	141	14.90	255
M+M-16	649890	106457	139	135	10.80	142
M+M-17	653164	108434	168	166	19.30	190
M+M-18	652629	107445	182	132	11.00	246
M+M-19	652549	106808	130	123	18.40	147
M+M-20	652373	105537	307	202	5.00	345
M+M-21	650230	104238	331	218	4.53	365
M+M-22	648568	103179	178	170	18.80	195
M+M-23	647515	102682	230	196	14.00	261
M+M-24	647051	103025	202	136	5.43	240
M+M-25	647562	103347	170	150	16.26	206
M+M-26	650658	109566	212	192	21.00	334

M+M-27	649846	107444	206	174	11.85	292
M+M-28	651206	106144	190	157	11.31	217
M+M-29	650525	106321	219	146	10.30	312
M+M-30	652801	106284	188	169	16.55	252
M+M-31	646780	101706	174	163	17.00	251
M+M-32	651260	105337	182	136	9.94	240
M+M-33	649967	105752	188	182	20.00	200
M+M-34	649740	105326	247	172	4.72	276
M+M-35	650234	109085	173	160	2.35	197
M+M-36	649699	108950	175	131	10.55	213
M+M-37	649496	109668	322	171	5.82	423
M+M-38	649716	109330	325	168	1.03	372
M+M-39	648509	107580	229	166	5.02	258
M+M-40	648592	107153	239	159	2.60	276
M+M-41	648202	102819	206	159	5.38	224
M+M-42	649057	102888	175	163	19.20	189
M+M-43	652697	108683	203	120	10.43	323
M+M-44	653137	107852	122	163	25.00	226
M+M-45	652414	106417	167	164	28.86	533
M+M-46	649549	106700	176	155	14.22	208
M+M-47	650350	108440	204	109	5.16	279
M+M-48	649870	106141	171	145	21.60	318
M+M-49	650732	104912	173	164	25.00	292
M+M-50	648401	102086	184	161	3.04	182

Respecto a lo que se puede apreciar en la Figura 10.18 que las velocidades de onda cortante estimadas más bajas se encontraron principalmente en lo que corresponde geológicamente a la zona de terrazas; cuyos suelos fueron geotécnicamente catalogados como materiales tipo D_2, E_2, F1_1 y F4, y que se encuentran así mismo en la zona del centro de la ciudad de Esmeraldas y el área portuaria. También se encontró que hacia el oeste se consiguen las velocidades más altas, lo que caracteriza dicha zona como a suelos de tipo B y D_1, que coincide con la zona donde la topografía es más elevada y con las zonas de periodos más bajos. En cuanto a la zona de Tachina respecta, las bajas velocidades de onda cortante se manifiestan de manera predominante en la zona que corresponde a la terraza superior (suelos tipo E_2), sin embargo, hacia el norte del área del aeropuerto, existen suelos de granulares con velocidades inferiores a los 180 m/s de V_s , lo que los hace susceptibles al fenómeno de licuación. En cuanto, a la isla emplazada en el río Esmeraldas, los rangos de velocidades que predominan en el área, se ubican por debajo de los 200m/s de V_s ; lo que a su vez implica altas posibilidades de licuación en materiales granulares (arenas, gravas).

Al sur de la ciudad de Esmeraldas, donde se emplaza el Terminal Terrestre y sus zonas aledañas, se obtuvo una distribución de las velocidades de onda cortante en base a 8 ensayos MASW-MAM, de los cuales se obtuvo una distribución espacial de la V_s de los primeros 30 metros (V_{s30}), cuyos valores oscilan de 160 a 220 m/s.

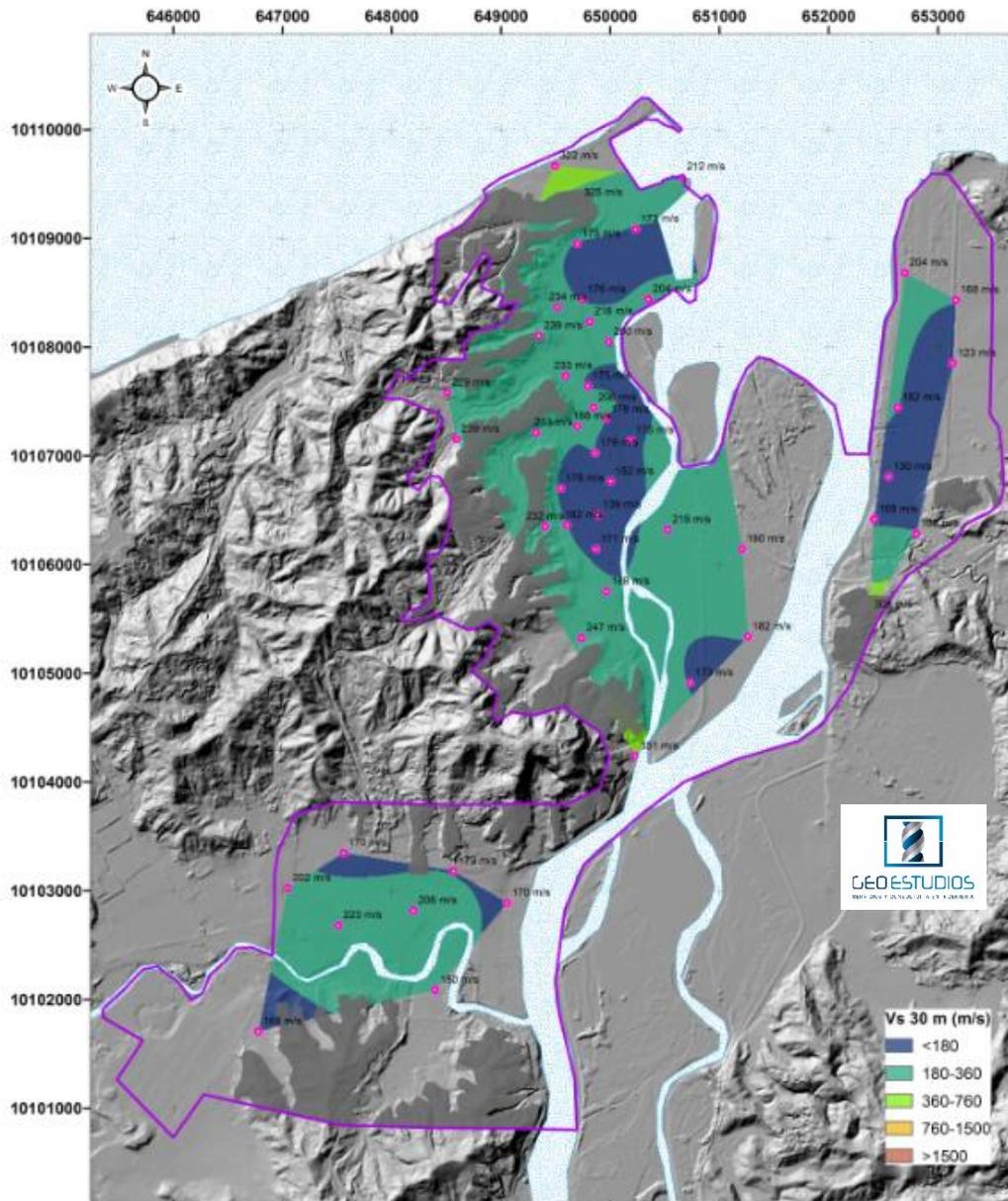


Figura 10.18 Mapa de V_{s30} de la ciudad de Esmeraldas obtenido a partir de la campaña de microzonificación de 2017.

10.5.1.11 Estimación de V_s de suelos blandos y del semiespacio a partir de ensayos combinados MASW-MAM y Nakamura

De los ensayos combinados MASW-MAM y Nakamura, se obtuvo los perfiles 1D de V_s , de los cuales se identificaron las profundidades en donde se refleja un contraste de velocidad que pudiera estar relacionado con la profundidad de un suelo muy rígido o roca meteorizada (semiespacio). En la Tabla 10.22 se reflejan los valores de profundidad y velocidad identificados para los ensayos combinados de MASW-MAM y Nakamura.

Tabla 10.22 Valores de mayor contraste de Vs y su profundidad en ensayos combinados MASW-MAM / Nakamura.

Ensayos		Vs [m/s]	Profundidad [m]
MASW-MAM	NAKAMURA		
M+M-2	N-23	517.0	74.5
M+M-3	N-26	573.0	59.0
M+M-5	N-32	559.0	74.0
M+M-7	N-39	476.0	56.0
M+M-9	N-43	459.0	69.0
M+M-10	N-44	798.0	53.0
M+M-12	N-51	504.0	66.0
M+M-13	N-55	371.0	63.0
M+M-14	N-62	557.0	53.0
M+M-15	N-63	606.0	49.0
M+M-16	N-64	373.0	46.0
M+M-18	N-135	550.0	73.0
M+M-20	N-130	960.0	72.0
M+M-21	N-98	1378.0	74.0
M+M-22	N-104	405.0	41.0
M+M-23	N-107	482.0	64.0
M+M-24	N-101	550.0	68.0
M+M-26	N-12	500.0	75.0
M+M-27	N-37	515.0	54.5
M+M-29	N-66	515.0	90.7
M+M-30	N-149	571.0	42.7
M+M-31	N-125	503.0	56.0
M+M-32	N-89	706.0	76.9
M+M-33	N-80	420.0	41.0
M+M-34	N-85	608.0	60.9
M+M-35	N-13	588.0	36.0
M+M-36	N-17	418.0	65.0
M+M-37	N-06	521.0	17.0
M+M-38	N-10	1050.0	60.0
M+M-40	N-29	620.0	46.0
M+M-41	N-109	726.0	71.0
M+M-42	N-111	683.0	56.6
M+M-46	N-54	357.0	64.0
M+M-48	N-72	510.0	50.0
M+M-49	N-95	876.0	67.0
M+M-50	N-121	632.0	71.0

10.5.2 Resultados de Comportamiento dinámico

10.5.2.1 Características Geomecánicas de la roca

La caracterización geomecánica inicia con la descripción de los sondeos en donde se haya llegado a roca. Se identificaron dos sondeos, P-01 y P-04, los cuales fueron los únicos en alcanzar el nivel de roca en este estudio. El análisis geomecánico se realizó para P-01 cada 2 metros y para P-04 cada metro. Las litologías encontradas se describen a continuación:

En P-01 a partir de la cota -46.22 m se encontró limolita laminada poco consolidada de color gris oscuro con pequeñas intercalaciones de arcilla con presencia de moluscos. A partir de la cota -55.22 m la limolita se torna a masiva de color amarillento poco consolidada con pequeñas intercalaciones de arena de grano fino continúan restos de moluscos y se adicionan fragmentos de madera.



Figura 10.19 Caja portatestigo P-01

En P-04 a partir de la cota -28.67 m se encontró limolita masiva de color gris amarillento con pequeñas intercalaciones de arcilla y arena de grano muy fino, poco consolidada.



Figura 10.20 Caja portatestigo P-04

En este estudio se utilizaron dos clasificaciones geomecánicas, Bieniawski (RMR) y Hoek-Brown (GSI), para determinar las características del macizo rocoso y para obtener una estimación de la velocidad de la onda cortante V_s . A continuación, se detallan los resultados de cada una de ellas:

El *RMR* es una de las clasificaciones más utilizadas actualmente. El RMR es la clasificación geomecánica definida por Bieniawski (1989), la cual determina la calidad del macizo rocoso, tomando en cuenta que éste se divide en dominios estructurales, es decir, en zonas delimitadas por discontinuidades geológicas, dentro de las cuales la estructura es prácticamente homogénea.

Se elaboraron fichas de clasificación geomecánica para cada perforación en donde se resumen los resultados de los parámetros y se presenta la valoración o calificación de cada uno de ellos. Con la suma de estos valores se obtiene el RMR para cada limolita, teniendo RMR=40 para la P-01 y RMR=34 para la P-02. Por lo tanto, se tiene una roca de calidad pobre en ambas perforaciones.

 LABORATORIO DE MATERIALES SERVICIO Y CONSULTORIA	
CLASIFICACION GEOMECANICA BIENIAWSKI (1993)	
PROYECTO :	Microzonificación Esmeraldas
PERFORACIÓN :	P-01
PROFUNDIDAD :	66.0 m
TIPO DE ROCA :	Limolita
COORDENADAS :	649835 / 10107407
Resistencia a la Roca Intacta	
Descripcion cualitativa	Deleznable bajo golpes fuertes con la parte puntiaguda del martillo geológico; puede desconcharse con una navaja.
Resistencia a la compresion simple (Estimada):	1-5 Mpa
Calificación	1
Indice de Calidad de Roca, RQD (%)	
Descripcion de calidad de roca	Mala
Indice de Calidad de Roca (Estimado)	32.5
Calificación	8
Espaciamiento de Discontinuidades	
Descripcion:	Cerrado
Espaciamiento:	0.06-0.2 m
Calificación	8
Condicion de Juntas y Discontinuidades	
Longitud de Discontinuidades:	>20 m
Calificación	0
Separación de Discontinuidades:	<0.1 mm
Calificación	5
Rugosidad de la Superficie de las juntas:	Ligeramente rugoso
Calificación	3
Relleno en Juntas:	Relleno blando; <5 mm
Calificación	2
Meteorización de la superficie de las Juntas:	Moderadamente alterado
Calificación	3
Condiciones de Agua Subterranea	
Descripcion General:	Ligeramente húmedo
Calificación	10
Orientacion de Juntas	
Con respecto al talud:	
Calificación	
ROCK MASS RATING (RMR)	40

Figura 10.21 Ficha geomecánica de la perforación P-01.

 LABORATORIO DE MATERIALES SERVICIO Y CONSULTORIA	
CLASIFICACION GEOMECANICA BIENIAWSKI (1993)	
PROYECTO :	Microzonificación Esmeraldas
PERFORACIÓN :	P-04
PROFUNDIDAD :	37.5 m
TIPO DE ROCA :	Limolita
COORDENADAS :	649541 / 10106531
Resistencia a la Roca Intacta	
Descripcion cualitativa	Deleznable bajo golpes fuertes con la parte puntiaguda del martillo geológico; puede desconcharse con una navaja.
Resistencia a la compresion simple (Estimada):	1-5 Mpa
Calificación	1
Indice de Calidad de Roca, RQD (%)	
Descripcion de calidad de roca	Muy mala
Indice de Calidad de Roca (Estimado)	<25
Calificación	3
Espaciamiento de Discontinuidades	
Descripcion:	Cerrado
Espaciamiento:	0.06-0.2 m
Calificación	8
Condicion de Juntas y Discontinuidades	
Longitud de Discontinuidades:	>20 m
Calificación	0
Separación de Discontinuidades:	0.1-1.0 mm
Calificación	4
Rugosidad de la Superficie de las juntas:	Ondulada
Calificación	1
Relleno en Juntas:	Relleno blando; <5 mm
Calificación	2
Meteorización de la superfice de las Juntas:	Ligeramente alterado
Calificación	5
Condiciones de Agua Subterranea	
Descripcion General:	Ligeramente húmedo
Calificación	10
Orientacion de Juntas	
Con respecto al talud:	
Calificación	
ROCK MASS RATING (RMR)	34

Figura 10.22 Ficha geomecánica de la perforación P-04

El factor *GSI* corresponde a la suma de los 4 primeros parámetros del RMR de Bieniawski (1976) y suele ser el primer factor en obtenerse en cualquier estudio geotécnico que trabaje con macizos rocosos.

La Tabla 10. 23 muestra los valores de GSI de las perforaciones P-01 y P-04 obtenidos en base a la suma de los 4 primeros parámetros del RMR detallados anteriormente, es decir, la suma de la valoración o calificación de la Resistencia a la compresión simple, RQD, espaciamiento y estado de las discontinuidades.

Tabla 10. 23 Resultados para el GSI.

Perforaciones	GSI
P-01	24
P-04	30

El factor *D* depende del grado de perturbación al que haya sido sometido el macizo rocoso debido a los daños originados por voladura y relajación tensional. Este parámetro varía entre 0 para macizos rocosos in-situ intactos hasta 1 para macizos muy perturbados, por lo tanto, para las muestras obtenidas en estos sondeos el factor *D* es cero.

10.5.2.2 Velocidad de onda cortante V_s

Se puede obtener una estimación de la velocidad de las ondas V_s conociendo los parámetros básicos de la roca y de las discontinuidades, así como la estructura del macizo, los cuales son aspectos característicos de la geomecánica de rocas y fueron descritos previamente. En la Tabla 10. 24 se presentan los resultados de V_s .

Tabla 10. 24 Resultados para la velocidad de onda de corte.

Perforaciones	Prof. (m)	V_s (m/s)
P-01	66.00	601.32
	68.00	623.32
P-04	37.50	493.46
	38.50	467.24

10.6 ANALISIS SISMOLOGICOS DE SISMOS DE ENTRADA

10.6.1 UHS y movimientos sísmicos de entrada para el análisis

Se ha desarrollado un estudio probabilístico de amenaza sísmica para la ciudad de Esmeraldas obteniendo un Espectro de Peligro Uniforme (UHS), así como los parámetros característicos de la amenaza sísmica. En base a este espectro se han seleccionado sismos representativos, evaluando los parámetros de cada sismo de manera de tener consistencia con lo esperado para el evento sísmico de diseño en la ciudad. Estos sismos controlarán la respuesta dinámica de sitio. En la Figura 10.23 se presenta el UHS considerado en este estudio comparado con el espectro en roca para suelo Tipo B de la NEC-15.

10.6.1.1 Mediana de los movimientos sísmicos

Se han seleccionado movimientos sísmicos de terremotos de subducción o eventos de fuente lejana que sean compatibles sismológicamente con los valores esperados de los parámetros de intensidad del UHS de Esmeraldas. Estos modelos fueron comparados con el modelo de sismos de subducción Abrahamson (2016). Además, para evaluar la intensidad de área se utilizó estudios de predicciones en sismos de subducción de Japón (Fousler y Goda, 2014), el cuál a pesar de no considerar sismos de la zona de subducción de Sudamérica, se basan en un ambiente tectónico similar. La Tabla 10. 25 y Tabla 10.26 muestran las características sismológicas de los 10 movimientos sísmicos de terremotos de subducción escalados.

Tabla 10. 25 Características sismológicas de los movimientos sísmicos escalados

MOV.	SISMO	ESTACIÓN	Mw	R(Km)	Clase sitio (NEHRP)	Vs30 (m/s)
1	1985 Chile	LLOLLEO 10	7.80	-	-	-
2	1985 Chile	LLOLLEO 100	7.80	-	-	-
3	Tecoman 2003-01-22	Manz E (Manzanillo Power Plant STATION)	7.60	50	C	-
4	Tecoman 2003-01-22	Manz N (Manzanillo Power Plant STATION)	7.60	50	C	-
5	TOKACHI-OKI 2003-09-26	HKD113 EW (MEGURO STATION)	8.00	74	-	569
6	TOKACHI-OKI 2003-09-26	HKD113 NS (MEGURO STATION)	8.00	74	-	569
7	TOHOKU 2011-03-11	MYGO11 EW (OSHIKA STATION)	9.00	121	-	476
8	TOHOKU 2011-03-11	MYGO11 NS (OSHIKA STATION)	9.00	121	-	476
9	ECU 16 ABRIL 2016 Mw 7.8	AMNT-E MANTA 16 ABRIL	7.80	171	-	-
10	ECU 16 ABRIL 2016 Mw 7.8	AMNT-N MANTA 16 ABRIL	7.80	171	-	-

Tabla 10.26 Características sismológicas de los movimientos sísmicos escalados

MOV.	SISMO	Parámetros registrados				Parámetros escalados				FUENTE
		PGA roca (g)	AI (m/s)	Tm (s)	D5-95 (s)	Factor de escala	PGA escalado	PGV escalado	AI escalado	
1	1985 Chile	0.71	15.23	0.37	35.84	1.00	0.71	0.37	15.06	-
2	1985 Chile	0.39	6.81	0.37	40.88	1.20	0.47	0.30	9.81	-
3	Tecoman 2003-01-22	0.34	2.09	0.40	16.11	1.23	0.42	0.37	3.15	-
4	Tecoman 2003-01-22	0.25	1.29	0.66	18.01	1.39	0.35	0.45	2.51	-
5	TOKACHI-OKI 2003-09-26	0.21	1.49	0.27	48.98	2.00	0.42	0.35	5.95	K-NET
6	TOKACHI-OKI 2003-09-26	0.17	0.70	0.45	45.28	2.00	0.34	0.31	2.79	K-NET
7	TOHOKU 2011-03-11	0.68	16.58	0.19	75.61	0.80	0.54	0.31	10.82	K-NET
8	TOHOKU 2011-03-11	0.97	26.22	0.11	74.60	0.70	0.68	0.11	12.55	K-NET
9	ECU 16 ABRIL 2016 Mw 7.8	0.40	2.47	0.67	16.63	1.5	0.60	0.83	5.569	IGN
10	ECU 16 ABRIL 2016 Mw 7.8	0.52	2.25	0.56	14.40	1.50	0.79	0.54	5.07	IGN
	Promedio:	0.46	7.51	0.40	38.63		0.53	0.39	7.33	

Se consideró un procedimiento de escalamiento lineal para modificar la historia de tiempo de la aceleración de los movimientos sísmicos. El factor de escala varió entre 0.5 y 2. Se consideraron los movimientos sísmicos de fosas de subducción de Chile, Perú y Japón y el de zona de subducción de México. Además, se incluyó el movimiento sísmico del terremoto de Muisne-Ecuador, 2016. La Figura 10.23 muestra el espectro de respuesta (5% de amortiguamiento estructural) para los 10 movimientos sísmicos escalados de subducción, la media del espectro de respuesta y el espectro de respuesta de la media $\pm 1\sigma$.

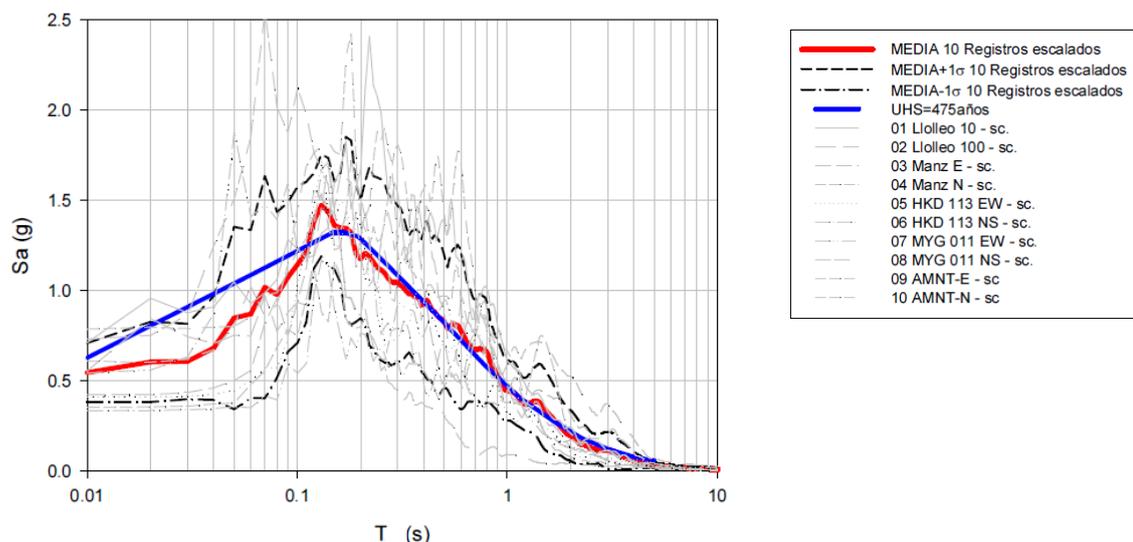


Figura 10.23 Espectro de Peligro Uniforme (UHS) para la ciudad de Esmeraldas y espectro de respuesta de aceleración (5% de amortiguamiento estructural) para 10 movimientos sísmicos escalados de subducción, de características sismológicas similares al esperado UHS de 10% PE en 50 años, la mediana y la mediana ± 1 desviación estándar de los movimientos escalados.

10.6.1.2 Movimientos sísmicos registrados en Esmeraldas

Los sismos del 16 de abril y del 19 de diciembre del 2016 fueron registrados en los acelerómetros de la ciudad de Esmeraldas. El acelerómetro del Instituto de Geofísica (IGN) de la Universidad Politécnica Nacional de Ecuador situado en el puerto de Esmeraldas (AES-2) registró el sismo de Pedernales-Muisne del 16 de abril del 2016 y de las réplicas. Posterior al sismo del 16 de abril, la Universidad Católica Santiago de Guayaquil (UCSG) instaló un acelerómetro en el centro de Esmeraldas. Aunque esta estación no registro el sismo del 16 de abril, se registraron las réplicas del sismo, en particular la del 19 de diciembre, $M_w=5.9$, que sirvió para la calibración dinámica de las columnas de suelo.

La Tabla 10.27 muestra los parámetros sismológicos del evento sísmico del 16 de abril del 2016 ($R_{rup}=51$ km) y del 19 de diciembre del 2016. Estos movimientos registrados son importantes para calibrar el perfil de V_s y evaluar la respuesta de sitio del suelo sometido a bajos niveles de deformación de corte con los que es aplicable métodos de respuesta de sitio lineales equivalente (Kaklamanos, 2013).

Tabla 10.27 Parámetros sismológicos del terremoto del 16 de abril y del 19 de diciembre del 2016

	ESTACION IGN, SISMO ECU 16 DE ABRIL 2016			ESTACION IGN, SISMO ECU 19 DE DICIEMBRE 2016			ESTACION UCSG, SISMO ECU 19 DE DICIEMBRE 2016		
	WE	NS	NZ	WE	NS	NZ	WE	NS	NZ
PGA ('g)	0.17	0.11	0.05	0.07	0.05	0.03	0.06	0.05	0.02
PGV (m/s)	0.37	0.21	0.09	0.06	0.05	0.03	0.07	0.07	0.02
PGD (m)	0.14	0.08	0.05	0.02	0.02	0.01	0.02	0.01	0.01
Tm (seg)	1.32	1.20	0.96	0.82	0.78	0.54	0.68	0.73	0.51
Tp (seg)	1.04	1.4	0.56	0.26	0.2	0.2	0.68	0.76	0.4
D5-95 (seg)	68.48	76.28	82.08	35.51	42.93	27.51	27.16	27.00	29.12
la (m/seg)	1.71	1.08	0.23	0.09	0.05	0.02	0.05	0.07	0.02
Mw		7.8			7.8			5.7	
R, distancia epicentral (Km)		76			-			-	
Tipo de sitio		226			226			206	
Vs30 (m/s)									

10.7 ECUACIONES DE CORRELACIÓN PARA ESTIMAR LA VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE CON LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LOS SUELOS DE LA CIUDAD DE ESMERALDAS

Para cumplir con la definición del tipo de suelo según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), se debe obtener el perfil de velocidades de ondas de cortante con respecto a la profundidad. En el caso que no se realicen estudios geofísicos, se deberá emplear correlaciones para estimar estas velocidades considerando las propiedades geotécnicas de los suelos o de los ensayos mecánicos más comunes que se desarrollen en la ciudad de Esmeraldas. En esta parte del estudio se presentan varias metodologías proporcionadas por diferentes investigadores para estimar las velocidades de ondas de cortante. Estas son ajustadas a los resultados del estudio actual para aplicarlas en las diferentes zonas geotécnicas del área de estudio.

El módulo de corte dinámico para pequeñas deformaciones ($\gamma_c \leq 1.0 \times 10^{-4}\%$) y la velocidad de onda de cortante, se relacionan de acuerdo a la teoría de la elasticidad por:

$$G_{max} = \frac{V_s^2 \gamma_t}{g}$$

Donde,

G_{max} es el módulo dinámico de corte en pequeñas deformaciones.

V_s es la velocidad de onda de cortante.

γ_t es el peso unitario total del suelo.

g es la aceleración de la gravedad.

Las correlaciones mostradas en esta sección, se presentan con la finalidad de proporcionar a los ingenieros e investigadores un medio para estimar a partir de una variedad de parámetros geotécnicos del suelo, las velocidades de onda de cortante para los suelos de la ciudad de Esmeraldas. En el caso de que se utilice estas correlaciones en los análisis de respuesta dinámica de sitio, se debe considerar la incertidumbre del perfil de velocidades en profundidad en los diferentes análisis.

Los perfiles de velocidades de onda de cortante medidos por el método MASW+MAM sirvieron para estimar la relación entre la velocidad de onda de cortante con los diferentes parámetros geotécnicos.

10.7.1 Correlaciones basadas en la Resistencia al corte no drenado

La resistencia al corte no drenado de los ensayos de compresión no confinada ($q_u/2$) sirvieron para estimar la relación entre S_u y la velocidad de onda de cortante (V_s) *in situ*. Estimaciones razonables de V_s se pueden calcular con ecuaciones de la siguiente forma:

$$V_s = aS_u^b \quad (2)$$

Donde,

a y b son coeficientes empíricos.

V_s es la velocidad de onda de cortante en m/s.

S_u es la resistencia al corte no drenada medida a partir del ensayo de compresión no confinada en kPa.

Se observa en la Figura 10. 24 con puntos azules los datos obtenidos para las arcillas de la ciudad de Esmeraldas. Debido a la falta de información para generar una ecuación que correlacione los valores de V_s y S_u , se ha procedido a compararlos con la ecuación propuesta por Dickenson (1994) para las arcillas de la Bahía de San Francisco (línea verde) y con las ecuaciones obtenidas para la Microzonificación de Guayaquil (líneas rojas). Al comparar los datos de Esmeraldas con estas últimas líneas de tendencia, se aprecia que se encuentran aproximadamente dentro de los rangos propuestos para las arcillas de Guayaquil ($V_s=32S_u^{0.39}$). Debido al pobre valor de correlación ($R^2=0.45$) se deberá considerar la incertidumbre del perfil de velocidades de onda cortante cuando se considere la ecuación propuesta.

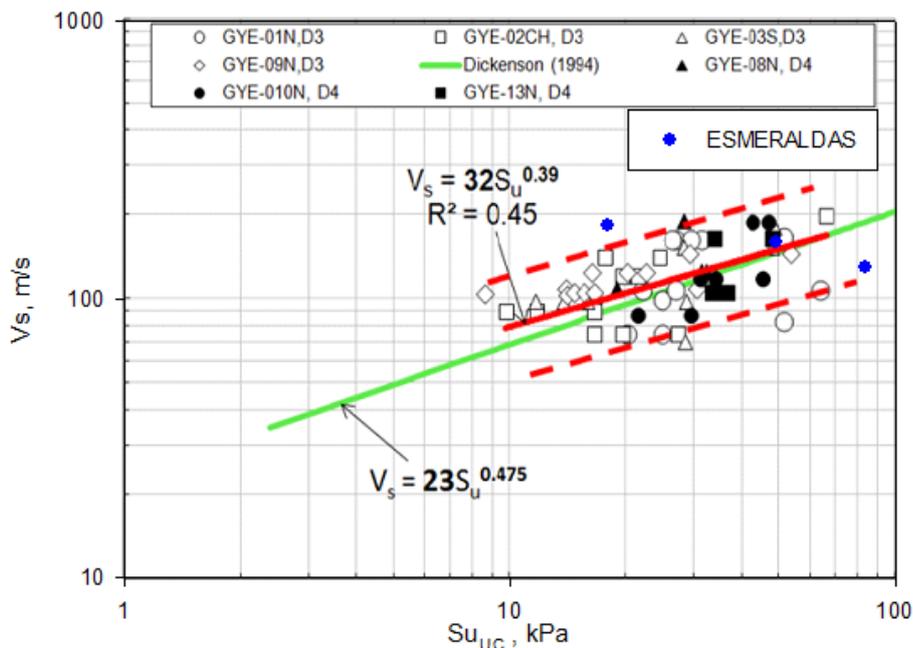


Figura 10. 24 Variación de la velocidad de onda de cortante con la Resistencia al corte no drenado ($q_u/2$) para las arcillas de la ciudad de Esmeraldas y Guayaquil.

La Figura 10. 25a muestra la variación del módulo normalizado con la resistencia al corte no drenado de algunas muestras obtenidas a partir de los ensayos de compresión no confinada para los suelos de Esmeraldas (puntos azules). En esta figura no se pudo trazar una curva de tendencia debido a la escasez de muestras. Por este motivo a manera de comparación se graficaron estos puntos junto con los obtenidos en la Microzonificación de Guayaquil. Aquí se puede apreciar que las muestras de Esmeraldas caen dentro de las curvas de tendencia trazadas para las diferentes zonas geotécnicas de la Microzonificación de Guayaquil.

Para considerar el efecto de la historia de esfuerzos, se graficó en la Figura 10. 25b la resistencia al corte no drenado dividido por su esfuerzo vertical efectivo in situ para obtener una resistencia al corte normalizado. Las tendencias obtenidas para la Microzonificación de Guayaquil son presentadas conjuntamente con los valores de la Microzonificación del Esmeraldas. Se aprecia que, con la resistencia al corte normalizado en el eje horizontal, los datos de la Microzonificación del Guayaquil siguen la tendencia estimada con menos dispersión que los datos mostrados en la Figura 10. 25a.

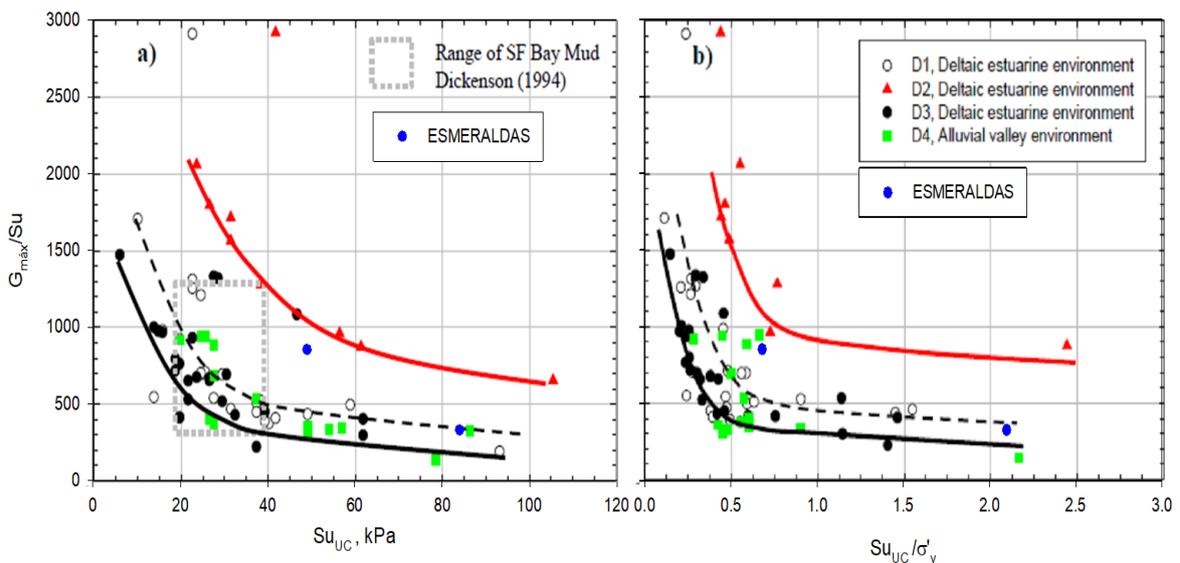


Figura 10. 25 Variación del módulo normalizado con el esfuerzo al corte no drenado y el esfuerzo al cortante no drenado normalizado para los suelos de la ciudad de Esmeraldas.

10.7.2 Correlaciones basadas en el Ensayo de Penetración Estándar

Las correlaciones basadas en el ensayo SPT se realizaron con una barra instrumentada para evaluar la energía transmitida durante cada conteo de golpes para una estimación adecuada del valor de N_{60} .

La ecuación que correlaciona el valor N_{60} con la velocidad de onda de cortante tiene la siguiente forma:

$$V_s = aN_{60}^b$$

Donde,

a y b son coeficientes empíricos.

N_{60} es el número de golpes necesarios para penetrar 30 cm de suelo y corregido por el 60% de la energía teórica transmitida (resistencia a la penetración estándar).

V_s es la velocidad de onda de cortante en m/s.

En la Figura 10. 26 se observa una correlación estimada para arcillas y limos (profundidad < 40 m). Un valor a de 70 y un valor b de 0.35 se obtuvieron para los coeficientes empíricos.

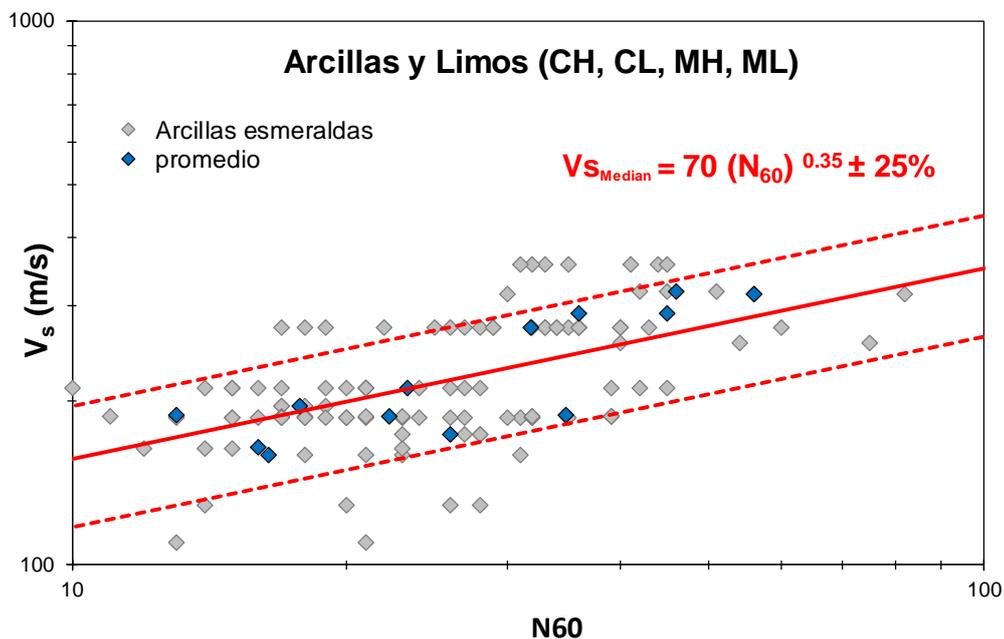


Figura 10. 26 Variación de la velocidad de onda cortante con el número de golpes corregido por energía N_{60} para arcillas y limos.

En la Figura 10. 27 se muestra la correlación entre el V_s y N_{60} para los suelos arenosos con un contenido de finos de 10 a 40% (profundidad < 50 m). Se estimó un coeficiente empírico a de 138 y b de 0.18. Además, se muestra en el presente gráfico, los valores superiores e inferiores de V_s (líneas discontinuas), según la variación propuesta ($\pm 35\%$).

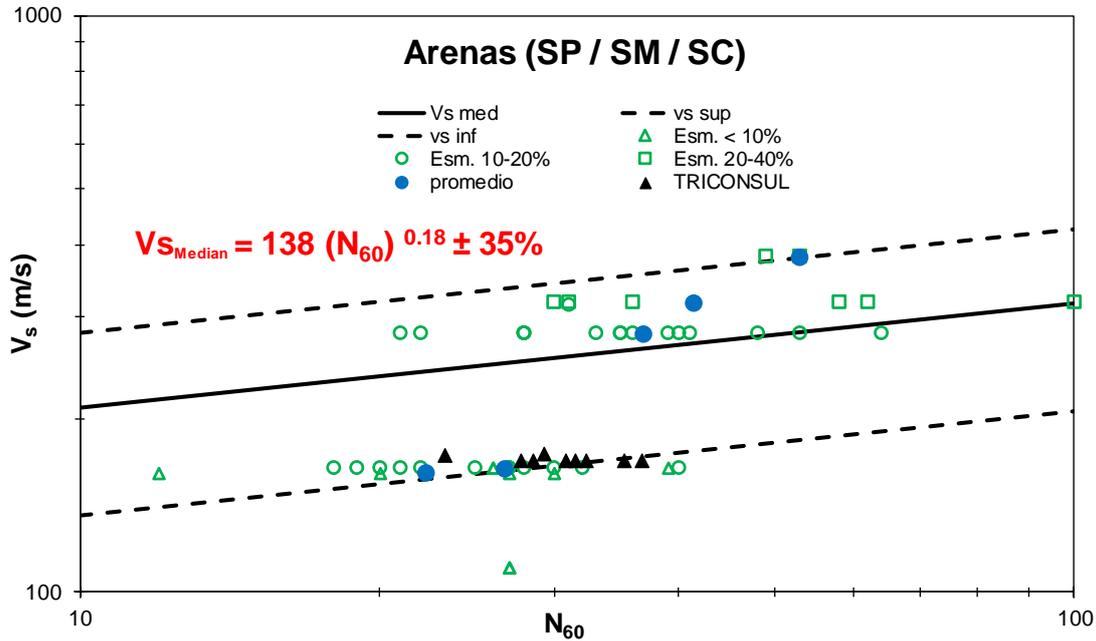


Figura 10. 27 Variación de la velocidad de onda de cortante con el número de golpes corregido por energía N_{60} para las arenas de la ciudad de Esmeraldas.

10.8 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DINAMICA DE CAMPO LIBRE PARA LAS ZONAS GEOTÉCNICAS DE LA CIUDAD DE ESMERALDAS

El análisis dinámico de respuesta del sitio implica el estudio de la propagación de los movimientos sísmicos de la base de la roca hasta la superficie del suelo que pasa por las capas de suelo. Estos análisis se realizaron considerando para el suelo un modelo de comportamiento lineal equivalente (SHAKE; Schnabel et al, 1972, Idriss y Sun, 1992) y un comportamiento no lineal (Deepsoil; Hashash et al., 2016).

Se disponen de dos acelerómetros en la ciudad de Esmeraldas, el primer acelerógrafo se identifica como estación IGN (AES2) que registró los sismos del 16 de Abril ($M_w=7.8$) de fuente lejana y del 19 de Diciembre ($M_w=5.1$) del 2016 de fuente cercana, y el de la UCSG (Universidad Católica de Santiago de Guayaquil), que se lo instaló posterior al sismo del 16 de Abril, pero pudo registrar eficientemente el sismo del 19 de Diciembre del 2016.

En la Figura 10.28 se ilustra los sondeos geotécnicos profundos P1 y P2 y las estaciones sísmicas.



Figura 10.28 Localización de los sondeos geotécnicos profundos y estaciones sísmicas existentes en el área del proyecto.

Al haberse identificado en el Capítulo II, que los suelos de la Ciudad de Esmeraldas corresponden en gran parte de su zona urbana a suelos saturados cohesivos y granulares, se seleccionaron dos sitios para realizar perforaciones geotécnicas profundas para añadir dentro de la campaña geotécnica de exploración de campo.

Debido a que el sismo del 19 de Diciembre pudo ser registrado en ambas estaciones de la ciudad de Esmeraldas, este sismo servirá para la calibración dinámica de las columnas de suelo. El proceso consistió en realizar la deconvolución de este sismo en la estación del IGN ubicada en el Puerto de Esmeraldas en una columna de suelo relativamente rígida, de manera de obtener el registro en roca (deconvoluted outcropped motion) en el basamento de limolita de la Formación Onzole. Posteriormente, este registro se propagó en la columna de la UCSG y se lo comparó con el registro del sismo del 19 de Diciembre. Para obtener un ajuste adecuado fue necesario variar el perfil de velocidad de onda y parámetros geotécnicos de los materiales dentro de rangos aceptables.

"ESTUDIO DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA Y GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE ESMERALDAS SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015"

En el sector de la estación UCSG, se realizó varias pruebas geotécnicas in situ y técnicas de exploración indirecta mediante ensayos geofísicos, para las estimaciones geomecánicas de los suelos, primordialmente en esta zona se ejecutó el sondeo geotécnico profundo P-01, el cual consistió en un ensayo de penetración estándar con recuperación de muestreo selectivo hasta que se alcanzó rechazo a los 41.25 m. Por debajo de esta profundidad se empleó una metodología rotativa hasta alcanzar los 70 m.

Dentro del sector de la estación del IGN_AES2 se encuentra el punto de perforación del sondeo P-02, en este sondeo se procedió a realizar rotación hasta los primeros 10.0 m, luego se efectuó un ensayo de penetración estándar con recuperación de muestras hasta los 29.0 m. Debajo de esta profundidad, se utilizó nuevamente rotación hasta alcanzar los 38.0 m. Posteriormente se realizó varios ensayos de penetración estándar y en donde se encontró rechazo, se procedió a lavar el material para poder continuar hasta la profundidad de 51.2 m. Finalmente se trabajó con rotación hasta los 82.7 m donde terminó el sondeo.

10.8.1 Análisis de la respuesta dinámica del suelo

En este estudio se realizó la respuesta dinámica de sitio mediante dos procedimientos:

- Calibración del modelo geotécnico (evento sísmico del 19 de Diciembre del 2016, se describe en la Tabla 4.16 del Capítulo 2) mediante los registros de las estaciones IGN y UCSG.
- Evaluación de la capacidad predictiva (evento sísmico del 16 de Abril del 2016, se describe en la Tabla 4.16 del Capítulo 2) mediante el registro de la estación del IGN.
- Para calibrar las propiedades dinámicas del suelo, se utilizó el perfil subsuelo de los dos sondeos profundos, del IGN y de la UCSG.

10.8.1.1 Intensidad de los sismos para análisis lineal equivalente

El proceso de deconvolución de los registros de las estaciones sísmicas se realiza mediante un análisis lineal equivalente, para esto es necesario validar que el este tipo de análisis capture correctamente el comportamiento dinámico del suelo sometido a las deformaciones generadas por los sismos, en este caso el sismo del 19 de Diciembre y del 16 de Abril del 2016.

10.8.1.1.1 SITIO IGN (AES2)

El perfil de suelo del sitio de la estación del IGN (AES2) en la ciudad de Esmeraldas está conformado por un relleno de materiales areno limosos de compacidad muy densa de 11 metros de espesor, subyaciendo este material se presentan arenas de compacidad media a densa hasta los 28 metros de profundidad con un estrato de limo de alta plasticidad de 2 metros de espesor entre los 16 y 18 m. Bajo este estrato de arenas de mediana

compacidad se presentan arenas de muy alta compacidad. Es importante considerar estrato entre los 11 y 28 m de profundidad presenta un número de golpes corregido por energía cercano a $N_{60}=20$, que de acuerdo a relaciones empíricas con el número de golpes (Idriss & Boulanger, 2016) tiene posibilidad de sufrir licuación bajo la acción de un sismo, lo que pudo haber generado una degradación de la resistencia y subsecuentemente deformaciones excesivas que implican que el suelo entre en el rango no lineal y dificultan el uso de un análisis equivalente lineal en este sitio. La evaluación mediante metodologías empíricas se presenta en detalle en el Capítulo 7, Análisis del Potencial de Licuación.

10.8.1.2 Proceso de calibración dinámica de los sitios IGN (AES2) y UCSG

Debido a que el sismo del 19 de Diciembre del 2016 pudo ser registrado en ambas estaciones de la ciudad de Esmeraldas, este sismo servirá para la calibración dinámica de las columnas de suelo. El proceso consistió en realizar la deconvolución de este sismo en la estación del IGN ubicada en el Puerto de Esmeraldas en una columna de suelo relativamente rígida, de manera de obtener el registro en roca (deconvoluted outcropped motion) en el basamento de limolita de la Formación Onzole. Posteriormente, este registro se propagó en la columna de la UCSG y se lo comparó con el registro del sismo del 19 de Diciembre. Para obtener un ajuste adecuado fue necesario variar el perfil de velocidad de onda y parámetros geotécnicos de los materiales dentro de rangos aceptables.

Al no existir estaciones en roca dura ($V_{s30}(\text{IGN-AES2}) = 206 \text{ m/s}$ y $V_{s30}(\text{UCSG}) = 226 \text{ m/s}$) en la ciudad de Esmeraldas, para obtener el registro en roca, fue necesario realizar un análisis de respuesta de sitio, mediante el proceso de deconvolución, a través de la columna de suelo de la estación IGN (AES2). Debido a que esta columna posee materiales arenosos de mediana a alta densidad, se espera un menor rango de deformación por corte que en la estación de la UCSG. A partir del proceso de deconvolución fue posible obtener el registro en roca sedimentaria (roca de la Formación Onzole).

En tanto a la caracterización dinámica de este depósito se realizó una exploración geofísica mediante técnicas activas (MASW) y pasivas (MAM), con la que fue posible obtener el perfil de velocidad de onda de corte (V_s) de la estación. Con esta técnica se alcanza una profundidad de hasta 30 m en el mejor de los casos, por lo que estos perfiles se complementaron con mediciones de vibración ambiental mediante la técnica de Nakamura con lo que se alcanzó a estratos a mayor profundidad, en el caso del sitio de la estación IGN hasta los 80m de profundidad (el procedimiento de la obtención del perfil de V_s se detalla en el Capítulo 3, Resultados del Comportamiento Estático y Dinámico de los Materiales).

10.8.1.3 Curvas normalizadas de degradación del módulo de corte y de amortiguamiento dependientes de la deformación

Una vez determinada 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 aplicarse en las capas que componen el perfil estratigráfico. Se han aplicado curvas de degradación de la rigidez y curvas de amortiguamiento de acuerdo al tipo de material. Adicionalmente, estas curvas fueron comparadas con los ensayos dinámicos (ensayo bender element, columna resonante y triaxial cíclico) para los suelos finos, limos y arcillas. Estos ensayos se detallan en el Capítulo 3: Resultados del Comportamiento Estático y Dinámico de los Materiales.

Se adoptaron las curvas normalizadas de degradación de la rigidez y amortiguamiento de Darendeli (2001) para los materiales finos, arcillas y limos. Para la roca limolita meteorizada de la formación Onzole se utilizaron las curvas propuestas por Schnabel (1973), mientras que para el caso de arenas y materiales granulares se utilizaron las curvas propuestas por Menq (2003).

10.8.1.4 Estimación de la profundidad y velocidad de onda del semiespacio

Se llevaron a cabo análisis de respuesta del sitio dinámica lineal equivalente para verificar la sensibilidad de la respuesta en la superficie en la caracterización del semiespacio. Se varió la profundidad del semiespacio de 92 a 300 m y su velocidad de onda de corte de 950 a 3000 m/s.

No se observó mayor variación en la respuesta dinámica al variar la profundidad del semiespacio por lo que se adoptará la profundidad de 85 m, estimada a partir del periodo elástico mediante la ecuación de Boore y Joiner (1991) detallada en la Sección 6.4.2 del Capítulo VI: Caracterización del Semi espacio.

10.8.1.5 Resultados de la respuesta dinámica de sitio

Una vez definida la profundidad y velocidad del semiespacio para el sitio de la estación del IGN (AES2), se ha procedido a realizar la deconvolución en esta estación y convolución en la estación de la UCSG para comparar las respuestas en la superficie para el sismo del 19 de Diciembre y validar la calibración de la columna de suelo del IGN. Mediante este análisis además de verifican los parámetros geotécnicos que definen las curvas de degradación, en este caso las curvas de Menq (2003) para materiales granulares y las curvas de Darendeli (2001) para materiales finos.

La Figura 10.29 presenta la respuesta espectral para la aceleración, velocidad y desplazamiento en la dirección EO y NS del sismo del 19 de Diciembre. Un ajuste más aceptable se observa en la dirección horizontal ortogonal NS que en la dirección WE. En la componente Este se observa una relación de 1.9 entre la amplitud de movimiento de la superficie (PGA_{suelo} ~ 0.09) y la amplitud de movimiento en afloramiento de roca (PGA_{roca} ~ 0.05). Mientras que en la componente Norte se observa una relación de 1.6 entre la amplitud de movimiento de la superficie (PGA_{suelo} ~ 0.05) y la amplitud de movimiento en afloramiento de roca (PGA_{roca} ~ 0.03). Adicionalmente, se observa un buen ajuste en la estimación del PGA en la componente Norte, mientras que en la componente Este, hay una sobrestimación de la aceleración máxima en la superficie.

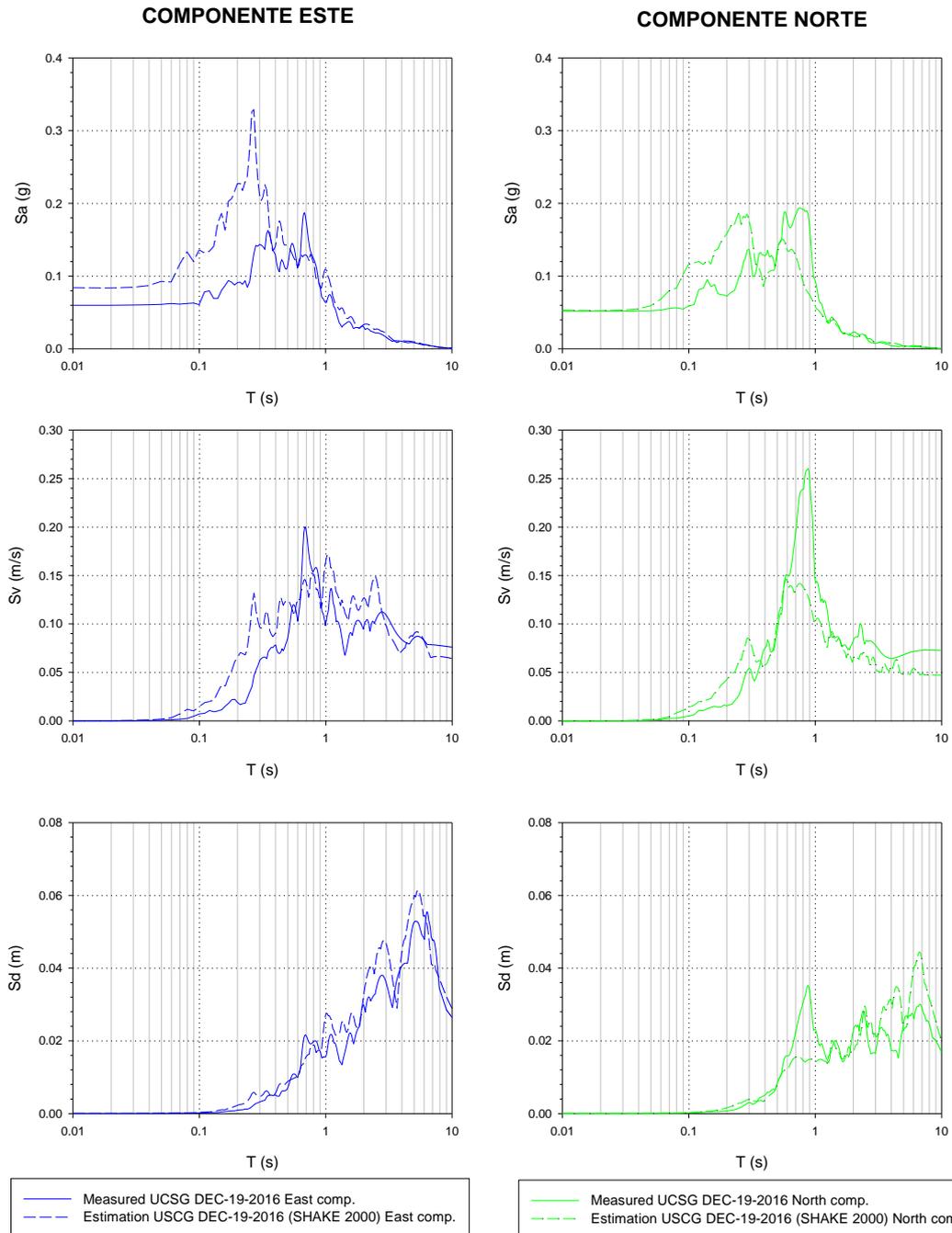


Figura 10.29. Espectros de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento de las componentes EO y NS del movimiento sísmico del 19 de Diciembre a partir de los resultados de los análisis equivalentes lineales.

Para la estación de la UCSG se comparó la respuesta espectral de manera similar al proceso de la estación del IGN (AES 2) anterior utilizando los parámetros ya determinados y calibrados en el análisis anterior. Se realizó un proceso de deconvolución en la columna de suelo de la estación UCSG para obtener el registro en roca, el cual posteriormente fue propagado en la columna de suelo de la estación del IGN. El registro en la superficie obtenido mediante este análisis ($S_{a_{estimada}}$) fue comparado con lo medido ($S_{a_{medida}}$). En la Figura 10.30 se muestran la comparación de los espectros entre lo estimado mediante el proceso de deconvolución del sismo del 19 de diciembre en la estación de la UCSG con el registrado en la estación del IGN (AES2). Se puede observar una buena consistencia en los registros.

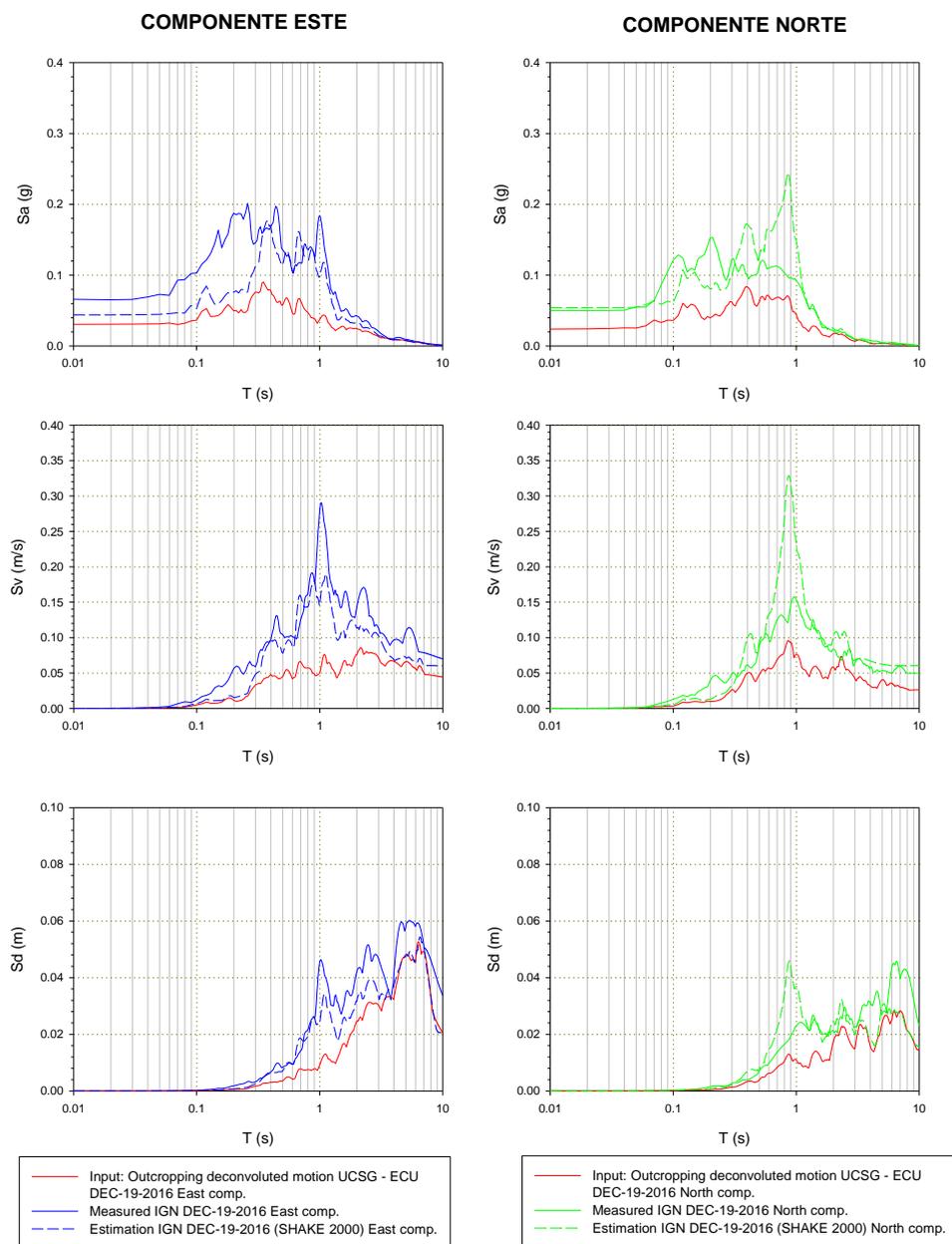


Figura 10.30 Espectros de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento de las componentes EO y NS del movimiento sísmico del 19 de Diciembre a partir de los resultados de los análisis equivalentes lineales de deconvolución en la estación UCSG.

10.8.2 Perfil de velocidad de ondas cortantes por cada Zona Geotécnica

El perfil de velocidad se lo obtiene con ayuda de los ensayos geofísicos y geotécnicos realizados en las distintas zonas de Esmeraldas. Existen métodos activos y pasivos de geofísica para estimar el perfil de onda cortante (V_s), y se complementa la información con la técnica de Nakamura, también existen correlaciones a partir del número de golpes, dato obtenido de los ensayos SPT.

Las zonas se definen por la topografía del sector, el mapa geológico, el tipo de suelo, los perfiles geológicos y perfiles geotécnicos y los ensayos geotécnicos que se realizaron en la ciudad de Esmeraldas. Con recopilación de toda la información se establecieron 6 zonas geotécnicas con su respectivo tipo de suelo.

- Suelo Tipo C: Geológicamente se encuentra dentro de la terraza inferior. Dentro del área de estudio estos depósitos comprenden la Zona Norte de la ciudad y la Zona sur de Tachina. En esta zona se compone de depósitos de materiales residuales, el afloramiento rocoso se presenta muy superficial. Se encuentran el SPT P-13 con el ensayo de geofísica V_s 38.
- Suelo Tipo D-1: Abanico Coluvial. Esta zona constituye los depósitos al pie de los cerros de la Ciudad y de la Zona Sur. En la zona se tienen varios sondeos (P-7, P-17 y P-18).
- Suelo Tipo D-2: Terraza superior. Aquí se incluyen las zonas del centro de Esmeraldas, Zona Sur y de Tachina.
- Suelo Tipo E: Geológicamente se encuentra dentro de la terraza superior e inferior. Las zonas geográficas que abarcan son del centro de Esmeraldas, Zona Sur y Tachina.
- Suelo Tipo F-1: Comprende los depósitos arenosos superficiales de mediana a baja densidad que son potencialmente licuables. Dentro de la zona de estudio estos depósitos se localizan en el área del Puerto de Esmeraldas, zona noroeste de Tachina, zona de la Isla y el área noreste de la Zona Sur.

- Suelos Tipo F-4: Geológicamente estos depósitos se encuentran en la terraza inferior. Comprende depósitos de materiales arcillosos y limos de rigidez media a blanda de espesor mayor a 30 m.

Tabla 10. 28 Resumen de los ARS realizados con sus respectivos ensayos y zonas geotécnicas.

<u>Zona</u>	<u>Tipo Suelo</u>	<u>ARS</u>	<u>Sondeo</u>	<u>Geofísica</u>	<u>Te</u>	<u>Profundidad Semiespacio (m)</u>	<u>Vs Semiespacio</u>
Depósitos Residuales	C	25A	P-13	RM38_N	0.480	56	950
		25B	P-13	RM38_N	0.480	56	950
Abanico Coluvial	D1	1	P-17	RM40_N29	0.300	80	1300
		2	P-18	RM34_N85	0.790	65	650
		30	P-23	RM31_N125	0.640	55	700
		3	P-7	RM03_N26	0.280	37	700
Terraza Superior	D2	10	P-12	RM_45	0.600	50	900
		11	P-12	RM_30	0.720	50	900
		12	P-1	RM27_N37	0.710	50	700
		13	P-1	RM09_N43	0.760	50	700
		14	P-4	RM46_N54	0.560	42	650
		15	P-4	RM_14	0.640	42	650
		16	P-6	RM1_N22	0.780	60	700
		17	P-6	RM2_N23	0.750	60	700
Terraza Superior e Inferior	E	29	P-9	RM24_N101	0.850	70	700
		4	P-16	RM11_N50	0.640	70	700
		5	P-16	RM10_N44	0.760	61	800
		6	P-14	RM07_N39	0.760	60	700
		7	P-10	RM_17	0.870	80	900
		8	P-10	RM_44	1.050	80	700
		9	P-11	RM_19	0.730	65	900
		20	P-8	RM48_N72	0.830	65	700
		26	P-21	RM41_N109	1.160	75	700
		27	P-21	RM23_N107	0.940	75	700
28	P-22	RM41_N109	1.160	80	700		

Depósitos Arenosos Licuables	F1	22	P-2	RM26_N12	0.930	85	950
		23A	P-15	RM29_N66	0.300	45	800
		23B	P-15	RM29_N66	0.300	45	800
		24	P-20	RM42_N111	0.440	55	700
Depósitos de Arcillas y Limos Profundos	F4	18	P-3	RM16_N64	0.830	70	700
		19	P-3	RM13_N55	0.830	70	700
		21	P-8	RM16_N64	0.830	65	700

Para realizar un mejor análisis de las zonas geotécnicas que se encuentran en la se realizaron gráficos y tablas de cada zona para establecer el semiespacio y el perfil de Vs con ayuda de los ensayos geofísicos. La Tabla 10. 29 muestra los distintos sondeos SPT y ensayos geofísicos con los que se hizo Figura 10. 31 de la cual se logran obtener dos importantes factores para realizar la respuesta de sitio como lo son la columna de suelo y el perfil de Vs. Se puso como ejemplo la zona D-1 en el manual, pero se puede ver todas las tablas de y gráficas en el capítulo 6 a partir del subcapítulo 6.2.4.1.1.

Para la zona D-1, se definió la profundidad de semiespacio entre 80m a 55m, con profundidad de velocidad de onda cortante entre 700 y 1300 m/s. Se nota un Vs de semiespacio elevado en la perforación P-17, que se encuentra en la parte de cerro como se muestra en el mapa de zonas geotécnicas, y por consiguiente al final de la columna de suelo se encuentra roca meteorizada lo que incrementa la respuesta sísmica.

Tabla 10. 29 Sondeos y ensayos de geofísica considerados para la zona geotécnica D-1 (abanico coluvial)

Sondeo SPT	Geofísica	Te = H/V (s)	Tipo de suelo NEC -15	Vs*=($\sum H_i * V_{si}$)/Ht (m/s)	Prof. Semiespacio (H=Vs*Te/4) (m)	Profundidad en perfil geologico (m)	Profundidad semiespacio adoptada (m)	Vs semiespacio adoptado (m/s)
P-17	RM39_N28	0.42	D	258	27	45	80	1300
	RM40_N29_Nakamura	0.3		426	32			
	RM40_N29	0.3		282	21			
P-18	RM33_N80	0.91	D	188	43	68	65	650
	RM34_N85_Nakamura	0.79		339	67			
	RM34_N85	0.79		269	53			
P-07	RM03_N26	0.28	D	289	20	30	35	700
	RM03_N26_Nakamura	0.28		342	24			
P-23	RN31_N125	0.64	D	215	34.4	32	55	700
	RN31_N125_Nakamura	0.64		273	43.7			

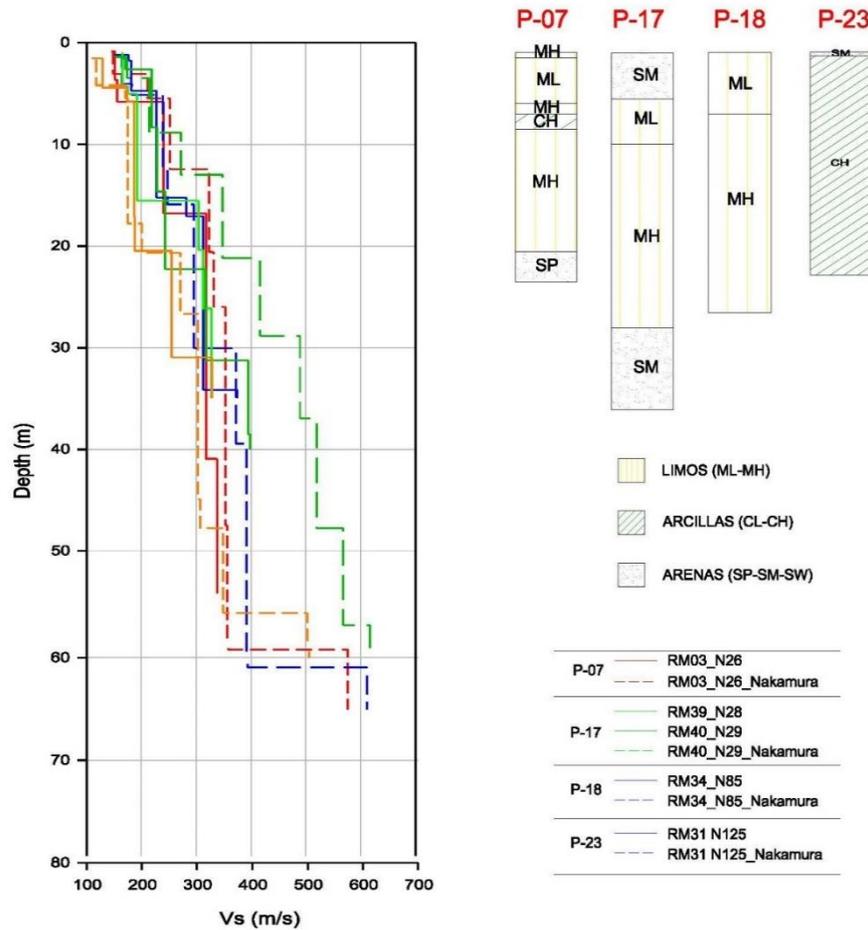


Figura 10. 31 Perfiles representativos de velocidad de ondas de corte considerados para la zona geotécnica D-1 (abanico coluvial).

10.8.3 Parámetros no lineales del suelo.

Para el modelado no lineal del suelo, se establecieron las curvas normalizadas de degradación de la rigidez y amortiguamiento. A continuación, se detallan las curvas de degradación utilizadas para cada tipo de material.

10.8.3.1 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 curvas se genera 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).

10.8.3.2 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) al igual que para las curvas en los materiales de grano fino.

10.8.3.3 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 (1972) para roca.

10.8.4 Análisis de respuesta dinámica de sitio para cada zona geotécnica.

10.8.4.1 Zona D-1

La Figura 10. 32 muestra la mediana de los perfiles de valores máximos con la profundidad para deformación máxima por cortante, relación de esfuerzo cíclico (CSR), aceleración máxima y desplazamiento lateral (LDI) calculados para los sitios seleccionados de la zona geotécnica D-1. Los sitios de análisis se encuentran en las laderas, se puede observar en las perforaciones seleccionadas de estos sitios (ver Figura 10. 32) que estas están ubicadas a diferentes distancias del talud por lo que la profundidad del semi espacio es variable para los sitios seleccionado. Mediante esta variación del semi espacio se comprobará además la sensibilidad en la respuesta en la superficie en sitios ubicados a diferentes distancias del cerro.

Se observa en la Figura 10. 33 que la respuesta en la deformación por corte es similar para los ARS 3 (P-18, Vs34) y ARS 4 (P-07, Vs03), sin embargo, se observan mayores deformaciones en el ARS 2 (P-17, Vs40). Se puede apreciar que la máxima deformación por corte se da en la perforación P-17 para los diferentes sitios.

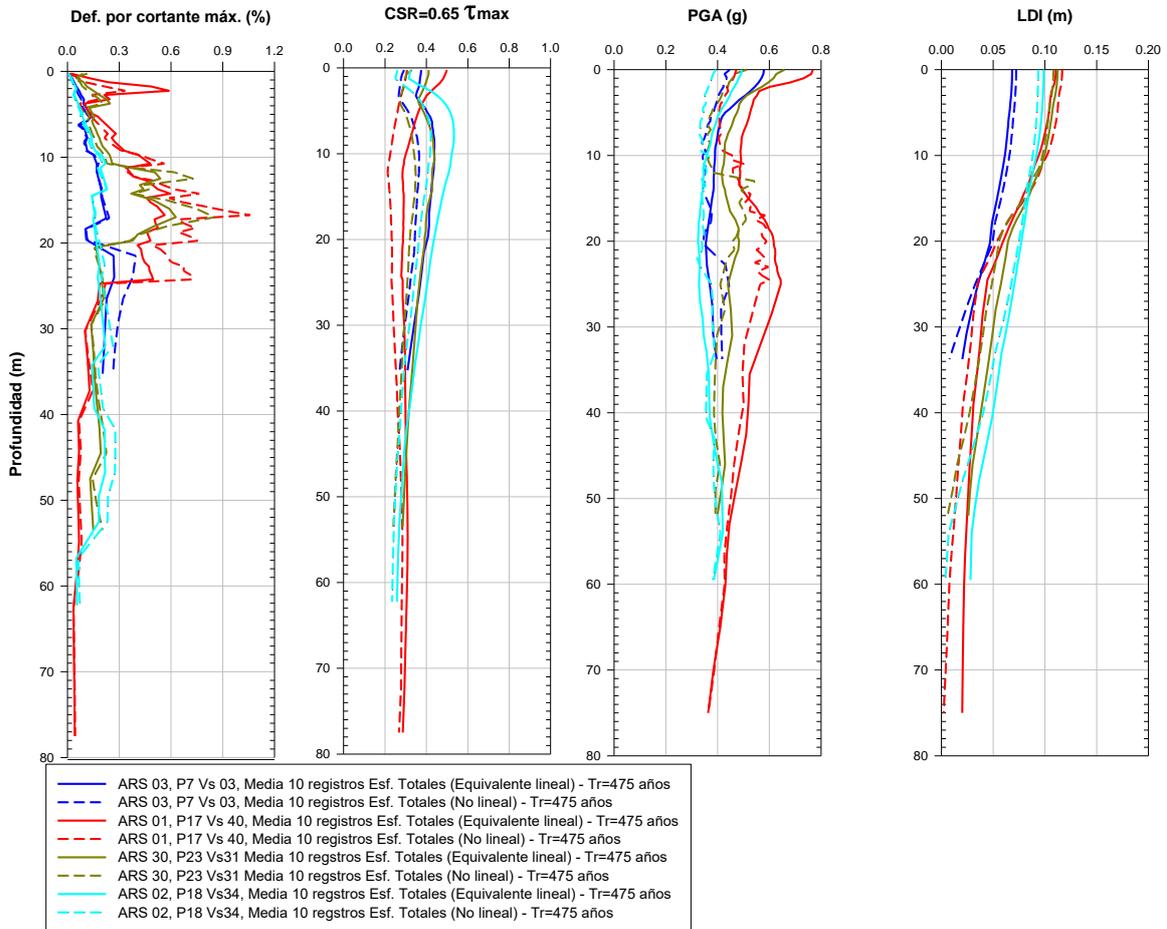


Figura 10. 32 Media de los perfiles de máxima deformación de corte y esfuerzo cíclico de corte para los sitios seleccionados de la zona geotécnica D-1 (abanico coluvial)

La Figura 10. 33 muestra la media de los espectros de respuesta de aceleración, desplazamiento y velocidad para los sitios seleccionados de la zona geotécnica D-1 (abanico coluvial). Se puede apreciar que hay un buen ajuste en la respuesta en la superficie de los ARS con el espectro propuesto por la NEC-15 para los análisis en términos de esfuerzos efectivos. Similar a la Zona C, se observa en la Figura 10. 33 que los espectros de desplazamiento obtenidos de los ARS para esta zona son menores a los recomendados por la NEC-15.

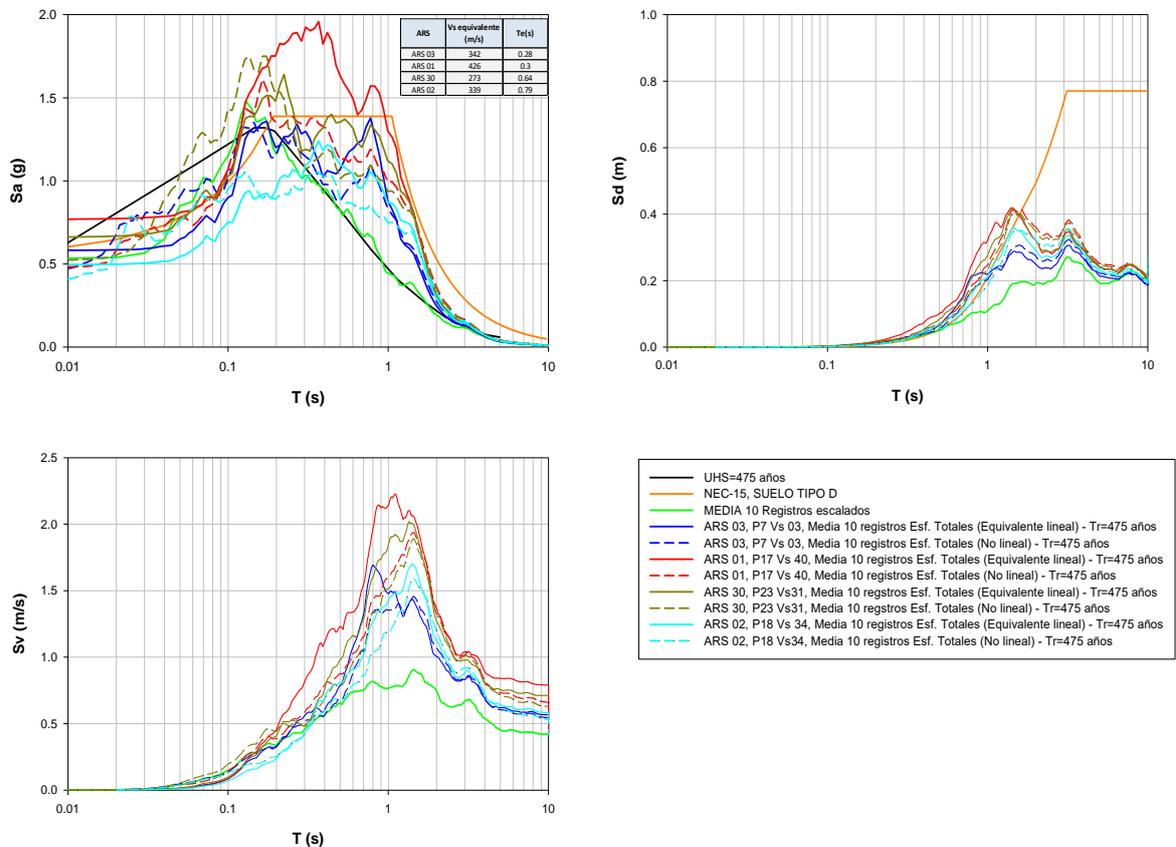


Figura 10. 33 Media del espectro de aceleración, desplazamiento y velocidad para los sitios seleccionados de la zona geotécnica D-1 (abanico coluvial).

10.8.4.2 Zona D-2

La Figura 10. 34 muestra la mediana de los perfiles de valores máximos con la profundidad para deformación máxima por cortante, relación de esfuerzo cíclico (CSR), aceleración máxima y desplazamiento lateral calculados para los sitios seleccionados de la zona geotécnica D-2. Los valores de deformación al corte alcanzan 1.5% para el caso del ARS 11 (P-12, Vs30) y para el ARS 29 (P-9, Vs24) que se encuentran en Tachina y en la Zona Sur, respectivamente. Estos sitios presentan materiales blandos a ciertas profundidades, sin embargo, la respuesta en la superficie es similar.

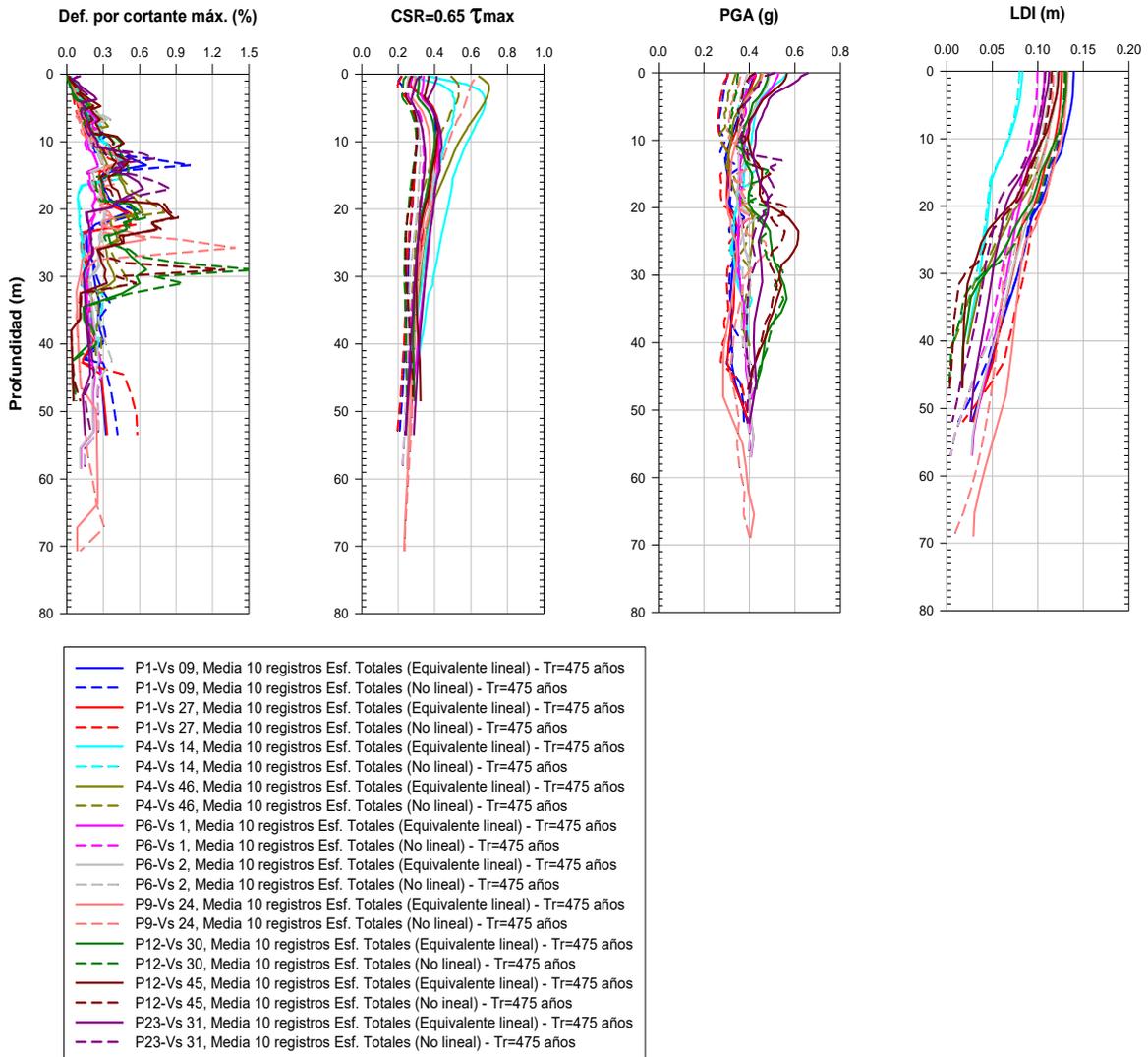


Figura 10. 34 Media de los perfiles de máxima deformación de corte y esfuerzo cíclico de corte para los sitios seleccionados de la zona geotécnica D-2 (Terraza Superior).

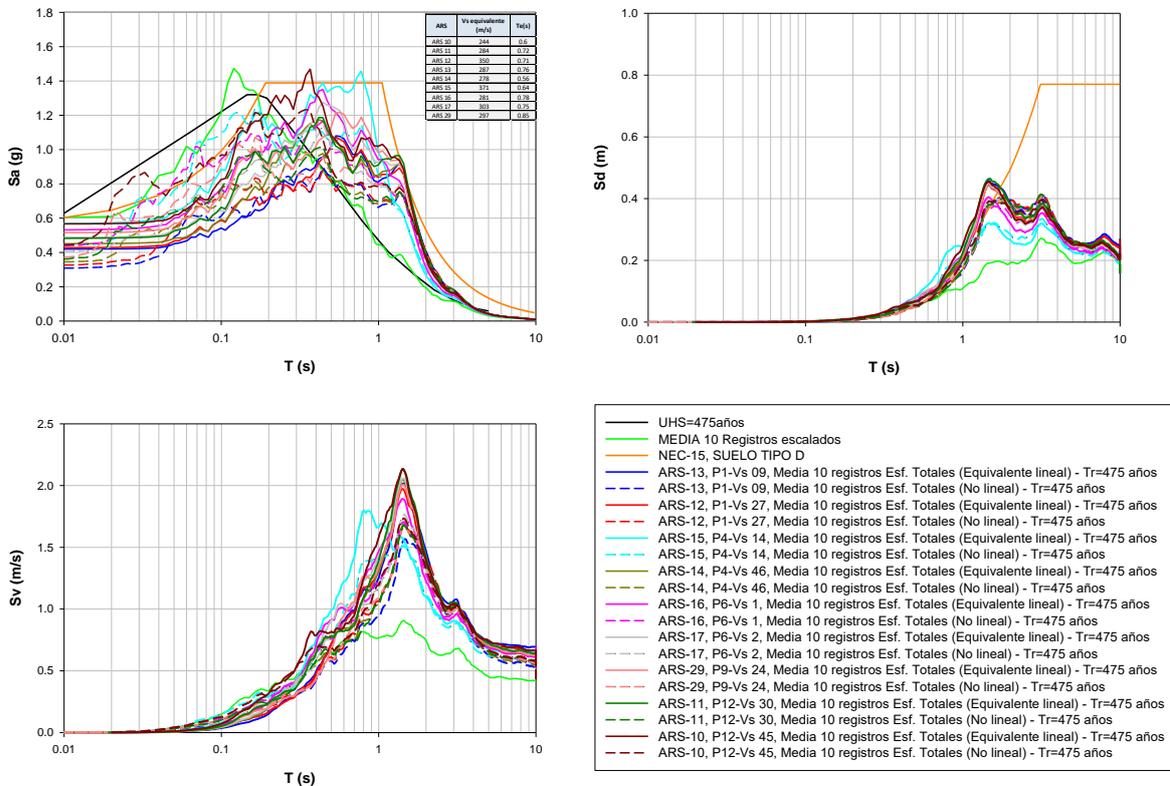


Figura 10. 35 Media del espectro de aceleración, desplazamiento y velocidad para los sitios seleccionados de la zona geotécnica D-2 (Terraza Superior)

10.8.5 Analisis de Espectros IDR

Con el fin de determinar el comportamiento de las estructuras que sufrieron daños por el sismo del 16 de abril se utilizó el espectro de relación de derivas de entrepiso (Interstory Drift Ratio Spectrum, IDR) expuesto por Miranda y Akkar (2006).

La deriva de entrepiso se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de dos pisos consecutivos normalizada para la altura de entrepiso. Esta metodología permite aprovechar los espectros de respuesta obtenidos del estudio de respuesta dinámica de sitio.

Con la finalidad de obtener el espectro IDR, se recomiendan un modelo que caracteriza la respuesta estructural dinámica de una edificación de varios pisos sujeta a cargas laterales, representando la misma como una viga en cantiléver, dicho modelo combina la respuesta dinámica de una viga de corte (viga de Timoschenko) y elementos a flexión (viga de Euler-Bernoulli). Utilizando dicho modelo, y con la finalidad de encontrar las ordenadas del espectro IDR los autores recomiendan la siguiente ecuación:

$$IDR(x, t) \approx \frac{1}{H} \sum_{i=1}^m \Gamma_i \phi_i'(x) D_i(t)$$

Donde:

$IDR(x, t)$ = Ordenadas del espectro generalizado de derivas de entrepiso

H = Altura total de la edificación

m = Numero de modos de vibración considerado en el análisis

Γ_i = Factor de participación modal en el modo de vibración i

$\phi_i'(x)$ = Primera derivada de la forma modal i con respecto a la altura no dimensional x

$D_i(t)$ = Desplazamiento de respuesta relativo de un sistema de un grado de libertad con periodo T_i y una relación amortiguamiento modal ξ_i correspondiente a la del modo de vibración i , sujeto a una aceleración del suelo $\ddot{u}_g(t)$.

En el modelo de análisis se asumió que las estructuras tienen un comportamiento de viga a flexión (viga Euler-Bernoulli), es decir, $\alpha = 0$, utilizando el procedimiento mencionado, se obtuvo el espectro IDR para cada uno de los ocho espectros de respuesta en términos de esfuerzos totales para un amortiguamiento del 5% obtenidos de los análisis de respuesta de sitio tanto para la dirección Norte-Sur y Este-Oeste con el sismo del 16 de abril, dichos resultados fueron afectados por los factores recomendados por La Tegola y Mera (1995) para considerar la influencia de la mampostería para estructuras con un comportamiento elástico donde se recomienda la ecuación (9) para estructuras de hormigón armado, donde H es la altura total de la edificación desde la base y T es el periodo:

$$H = \left(\frac{T}{0.0463} \right)^{(1/0.804)}$$

En base al inventario de daños estimado y al análisis recomendado por Miranda y Akkar (2006), se calculó la deriva de entrepiso para las estructuras con diferentes números de pisos, finalmente considerado el criterio (Ghoborah, 2004) se elaboraron los mapas tanto para el comportamiento elástico como el inelástico de las estructuras en análisis.

En la Figura 10. 36 y Figura 10. 37, se puede observar los daños por deriva de piso al considerar que las paredes están aportando rigidez a las estructuras para la componente Norte-Sur y componente Este-Oeste respectivamente.

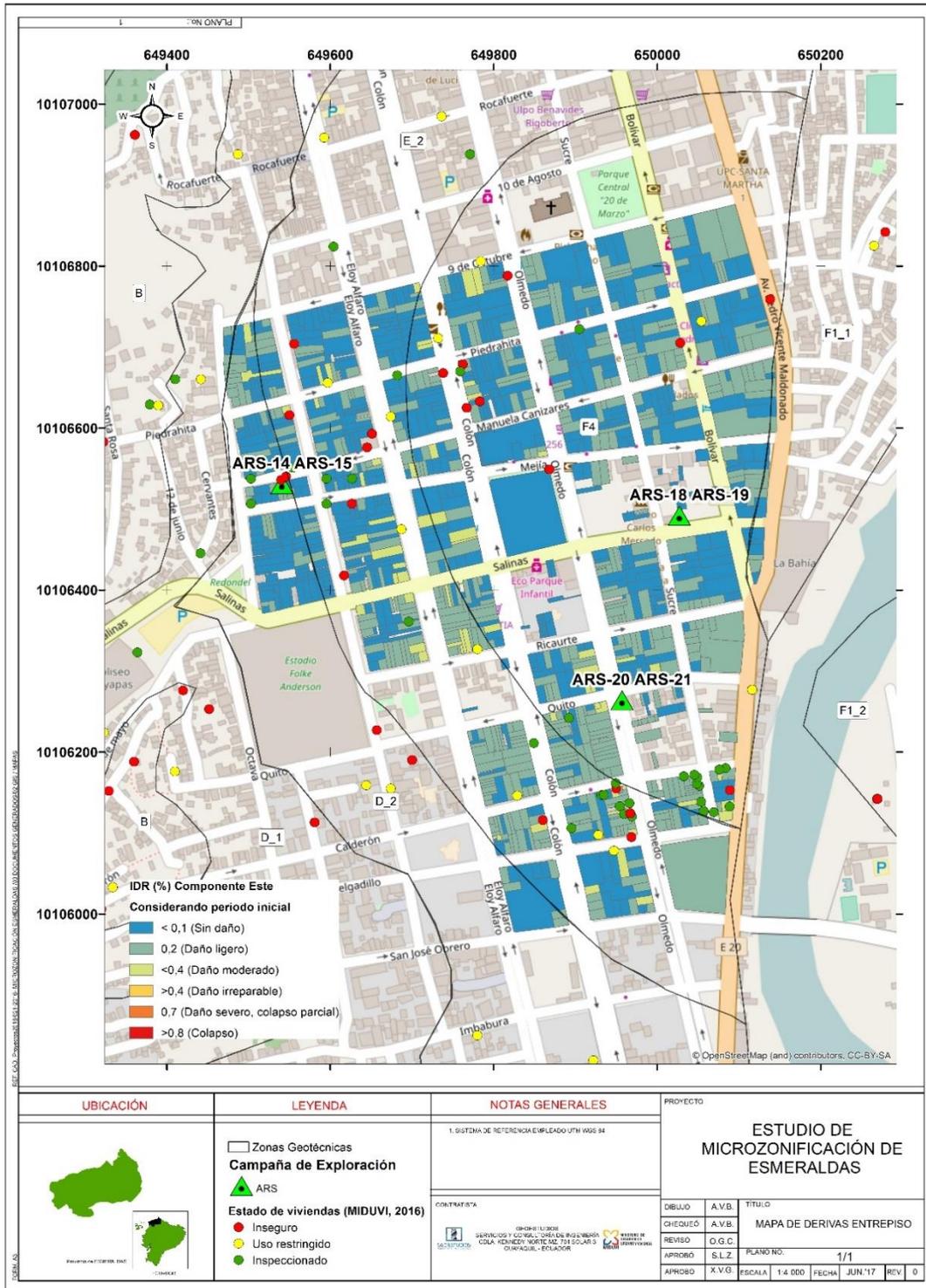


Figura 10. 36 Mapa de inventario de daños para la componente Este-Oeste, comportamiento elástico.

La Figura 10. 37 y Figura 10. 38 muestran los daños sin considerar el aporte de la mampostería para la componente Norte-Sur y Este-Oeste respectivamente.

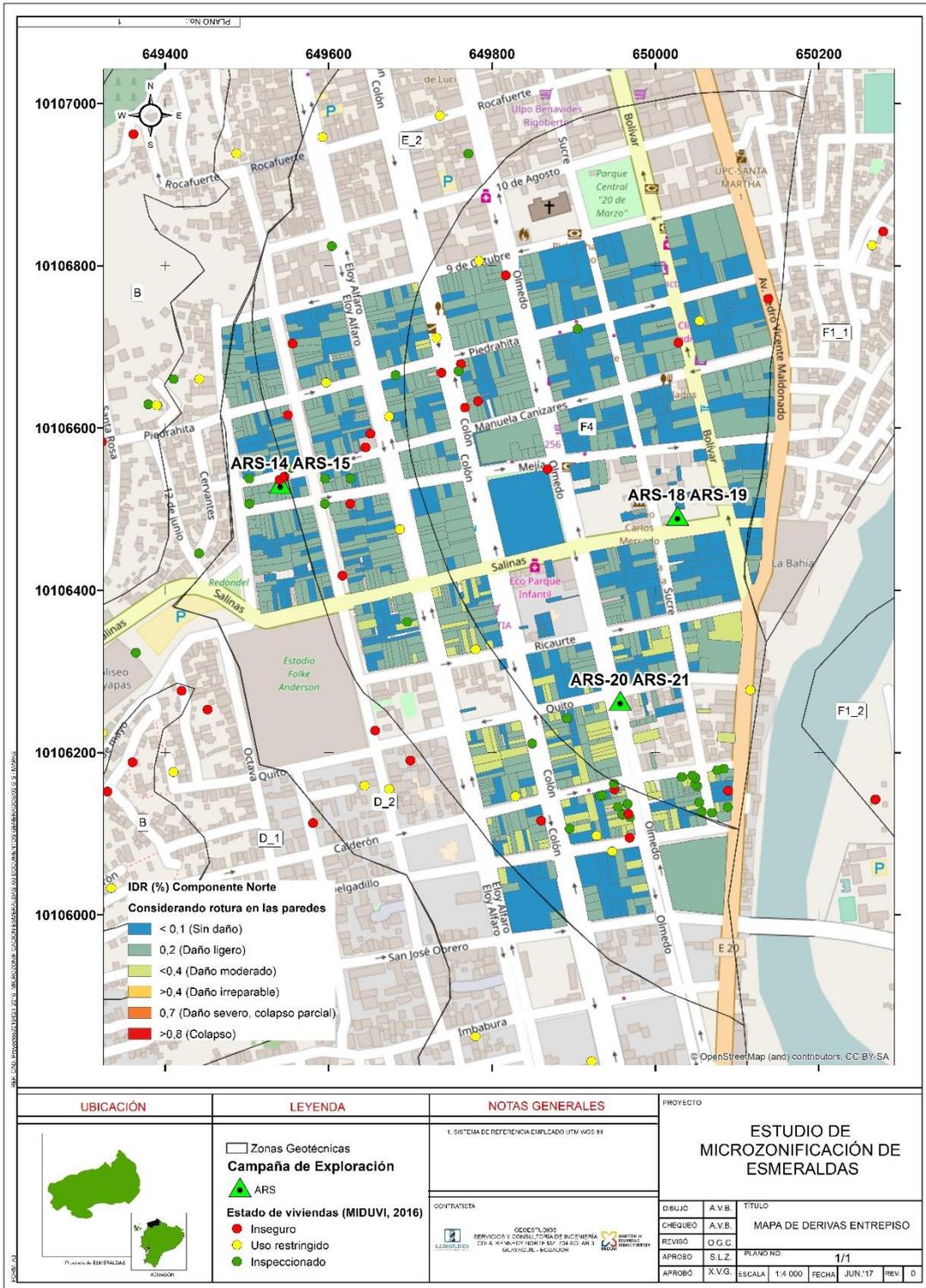


Figura 10. 37 Mapa de inventario de daños para la componente Norte-Sur y comportamiento inelástico.

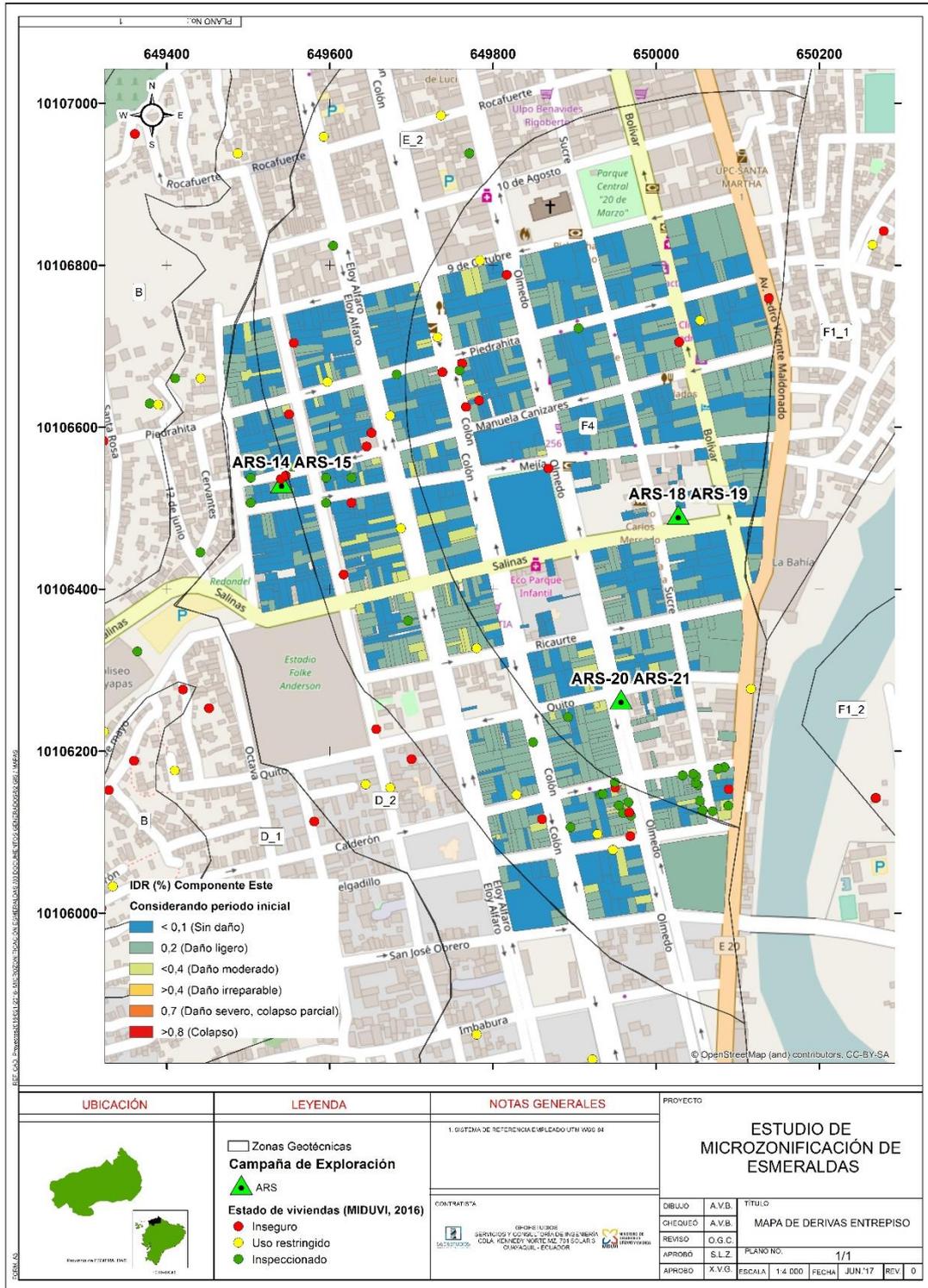


Figura 10. 38 Mapa de inventario de daños para la componente Este-Oeste y comportamiento elástico.

Se observa que para la componente Norte-Sur, considerando un comportamiento elástico existe una correspondencia aceptable con el daño en edificaciones registrado en la parte sur de la zona geotécnica E-2, sin embargo, para la misma componente, cuando se considera el agrietamiento de la mampostería se obtiene un mejor ajuste con el daño en edificaciones registrado. De forma similar para la componente Este-Oeste, considerando un comportamiento elástico existe una correspondencia aceptable con el daño en edificaciones registrado en la parte sur de la zona geotécnica E-2, sin embargo, para la misma componente, cuando se considera el agrietamiento de la mampostería se obtiene un mejor ajuste con el daño en edificaciones registrado.

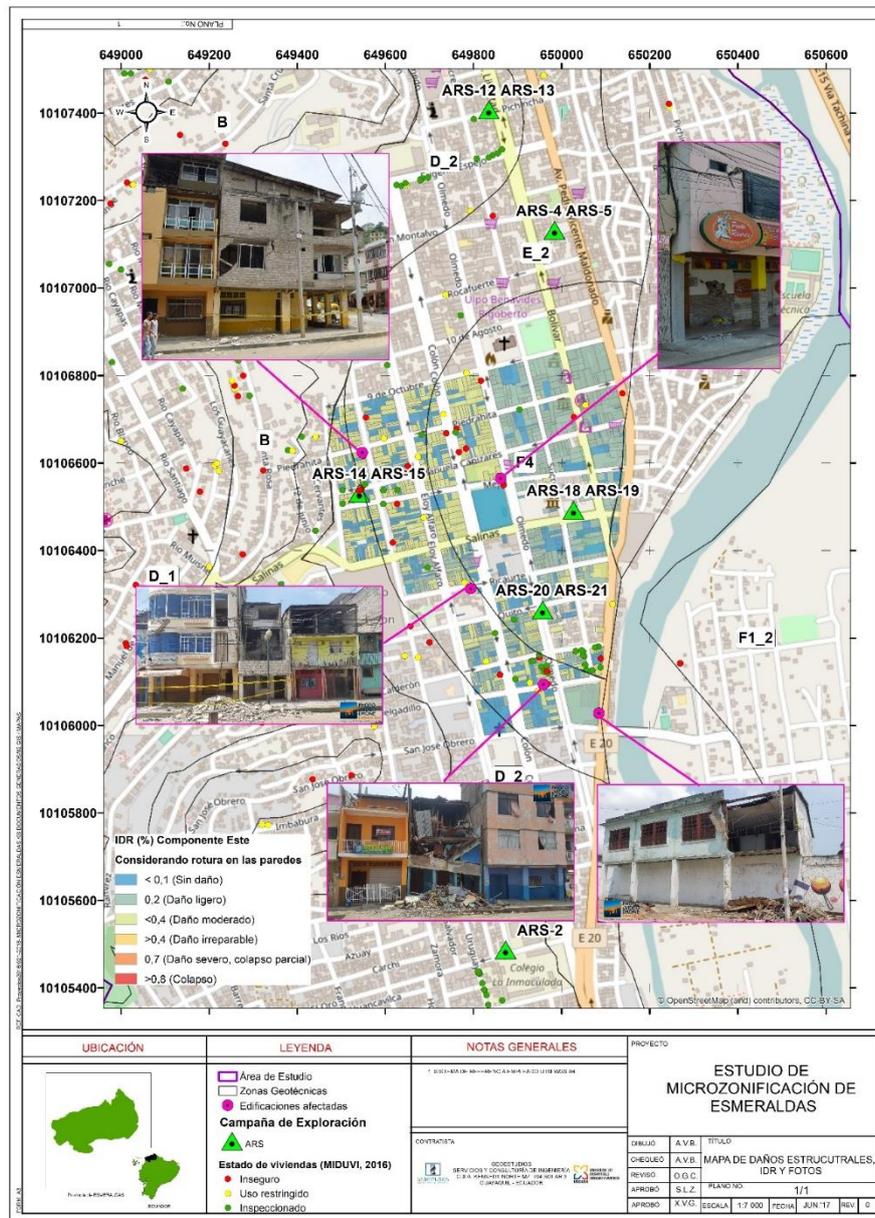


Figura 10. 39 Mapa componente Este-Oeste, espectro inelástico. Fotos representativas de la zona evaluada.

10.9 ANALISIS DE LICUACIÓN

10.9.1 Introducción

10.9.1.1 Generalidades

El presente estudio se propone analizar cuantitativamente el fenómeno de licuación y sus efectos como asentamientos y desplazamientos laterales en el área de la ciudad de Esmeraldas, para así caracterizar geográficamente las posibles zonas de similar comportamiento dinámico del área, consiguiendo generar una base de datos para el correcto diseño sismo-resistente de las futuras estructuras sobre el sitio.

La evaluación del potencial de licuación del suelo será realizada haciendo uso de la metodología ampliamente utilizada propuesta por (Boulanger & Idriss, 2014) basada en los métodos de perforación *SPT* y *CPT* mediante el procesamiento matemático de los datos de caracterización geológica y geotécnica del suelo del sitio, así como el comportamiento dinámico del suelo bajo la acción del sismo en el área de estudio estimado por el análisis de respuesta de sitio (*ARS*).

10.9.1.2 Alcance

En base a la respectiva exploración de los sub-suelos del sitio de Esmeraldas se recopilaron los datos obtenidos a partir de los 25 ensayos de penetración estándar *SPT* y los 32 sondeos de piezocono *CPT_u* realizados.

A partir de los datos obtenidos en base a la exploración del sub-suelo del sitio y el respectivo análisis de respuesta sísmica del mismo, se procedió a modelar el potencial de la licuación del suelo aplicando el método simplificado de (Boulanger & Idriss, 2014). Para tal fin se identificaron las características geológicas, topográficas, dinámicas y geotécnicas del suelo de Esmeraldas para así poder determinar los factores de seguridad contra la licuación (FS_{liq}) (Boulanger & Idriss, 2014), el índice de potencial de licuación (*LPI*) (Iwasaki, Tokida, Tatsuko, & Yasuda, 1978), el número de severidad de licuación (*LSN*) (van Ballegooy, y otros, 2014) y la severidad del daño inducido por licuación en el terreno (*LIGD*) (Ishihara, 1985) de los suelos. Para los ensayos *SPT*, se determinó la susceptibilidad de los suelos finos a licuarse; adicionalmente, para los ensayos *SPT* y *CPT_u*, se evaluó la severidad del daño inducido por licuación en el terreno (*LIGD*) en base a las metodologías de (Bray & Sancio, 2006) e (Ishihara, 1985), respectivamente. Finalmente, se elaboró comparaciones de los resultados obtenidos de los ensayos *SPT* y *CPT_u* cercanos en la zona definida como licuable y por último se elaboraron mapas de contorno de la distribución espacial del *LPI*, *LSN*, *LDI* y *S*.

10.9.1.3 Área de estudio

Esmeraldas es la undécima ciudad más poblada del país y posee uno de los puertos marítimos más importantes del Ecuador. Su ubicación geográfica, en coordenadas del sistema de coordenadas geográficas mundial WGS84 se muestra en la Figura 10. 40. La campaña de exploración geotécnica se muestra en la Figura 10. 41.

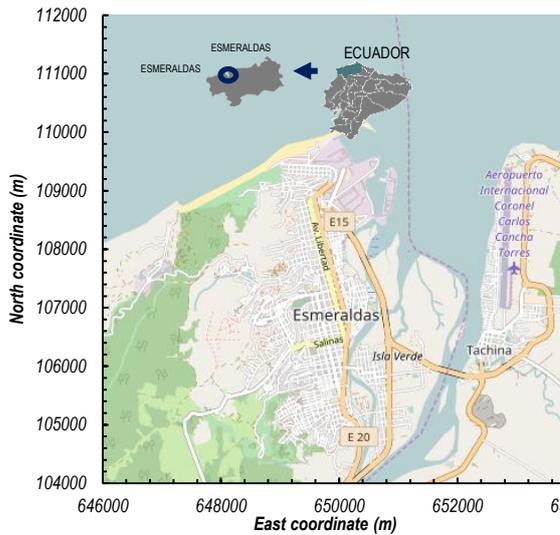


Figura 10. 40 Área considerada para el estudio.

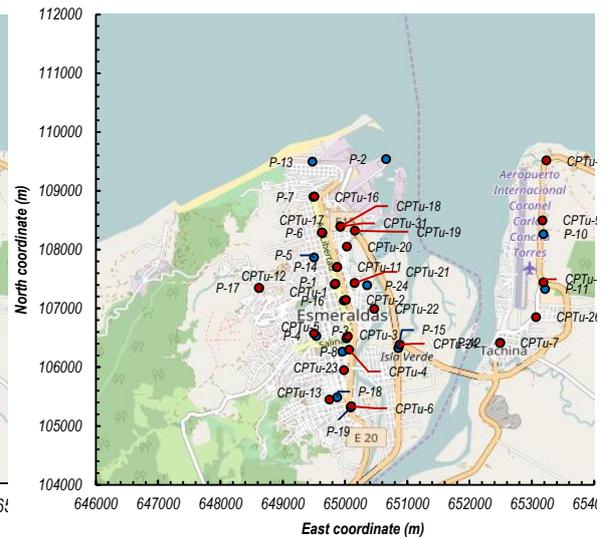


Figura 10. 41 Campaña de exploración geotécnica en Esmeraldas (ensayos *SPT* y *CPTu*).

Debido a la extensión del área de estudio se dividió la misma en distintas zonas, las cuales se aprecian en la Figura 10. 42.

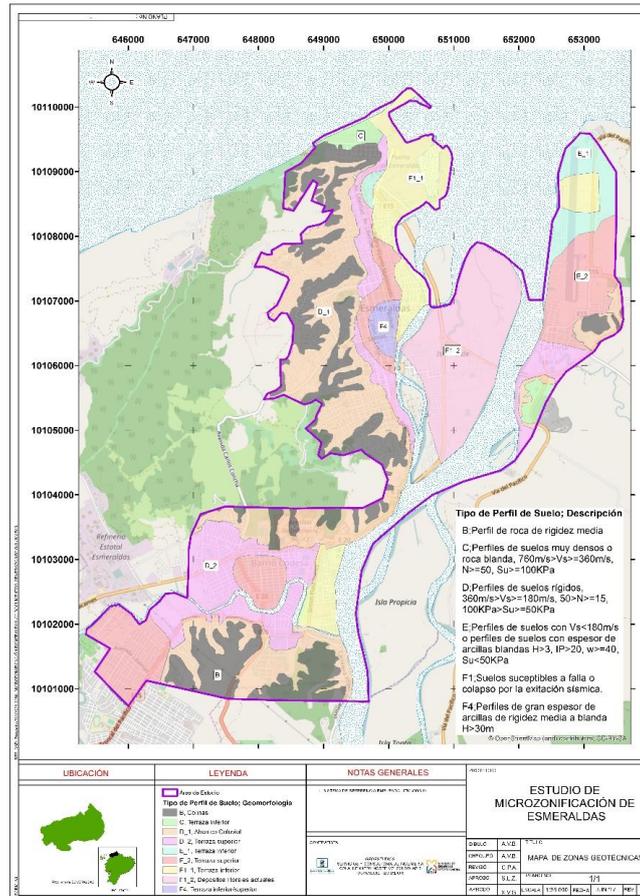


Figura 10. 42 Mapa de zonas geotécnicas definidas. Fuente: (GEOESTUDIOS, 2016)

10.9.2 Análisis de Resultados

10.9.2.1 Definición de datos sísmológicos de entrada

En la Tabla 10. 30 se muestran los valores de *PGA* definidos para cada una de las zonas del área de estudio en base a los sismos de diseño y 16 de abril, 2016.

Tabla 10. 30 Valores de *PGA* definidos para las zonas del estudio.

Zona	Soil type (NEC)	Mw Diseño (Tr=475 yrs.)	PGA Diseño (Tr=475 yrs.)	Mw 16 abril 2016	PGA 16 abril 2016
F1 (Licuación)	F1	8.2	0.326	7.8	0.135
F4 (Depósito arcillas y limos profundos)	F4	8.2	0.198	7.8	0.136
D_1 (Abanico coluvial)	D	8.2	0.450	7.8	0.144
C (Norte)	C	8.2	0.669	7.8	0.178
D_2 (Terraza superior)	D	8.2	0.397	7.8	0.136
E (Terraza inferior)	E	8.2	0.282	7.8	0.133

10.9.2.2 Resultados del análisis del potencial de licuación (sismo 16 de abril, 2016)

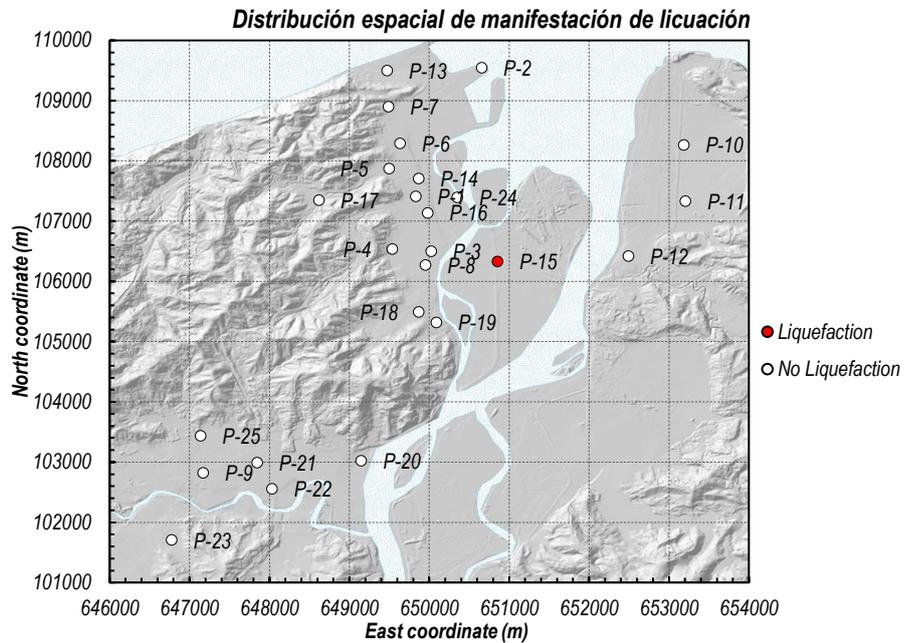


Figura 10. 43 Mapa de sondeos *SPT* según su potencial de licuación (sismo 16 de abril, 2016).

10.9.2.3 Resultados del análisis del potencial de licuación (sismo de diseño)

10.9.2.3.1 Resultados del análisis cuantitativo del potencial de licuación a partir del ensayo SPT

A continuación, se presenta en la Tabla 10. 31 un resumen de los resultados obtenidos en base al análisis cuantitativo del potencial de licuación implementando los procedimientos de (Boulanger & Idriss, 2014) en base a las perforaciones *SPT*.

Tabla 10. 31 Resultados del análisis cuantitativo del potencial de licuación a partir del ensayo *SPT* (sismo de diseño).

ID	Zona	Soil type (NEC-15)	UTM Northing	UTM Easting	Done by	PGA	M w	Ground elevation (m)	Water table depth (m)	Depth (m)	Avg. N60 to 30 m, N6030	Sand %	Gravel %	Clay %	Silt %	Liquefaction?	LPI	LSN	LDI	S	Thick. of surface layer, H1 (m)	Thick. of liq. layers, H2 (m)	Fines liq. susceptibility?
P-1	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	107407	649835	GEO	0.40	8.2	10.78	2.40	70.00	19.53	30%	2%	53%	5%	NO	0.00	0.01	0.000	0.000	-	-	NO
P-2	Licuación	F1	109539	650661	GEO	0.33	8.2	2.31	3.50	82.70	27.29	93%	0%	2%	5%	YES	17.75	3163	1395	0.195	6.000	17.500	NO
P-3	Depósito arcillas	F4	106492	650027	GEO	0.20	8.2	4.68	2.25	47.22	10.30	5%	0%	6%	34%	YES	180	9.19	0.326	0.037	3.350	1.150	YES
P-4	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	106531	649541	GEO	0.40	8.2	8.83	0.90	39.50	14.74	19%	1%	49%	30%	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	-	-	NO
P-6	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	108285	649639	GEO	0.40	8.2	11.86	3.80	30.00	19.19	0%	4%	73%	24%	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	-	-	NO
P-8	Depósito arcillas	F4	106264	649957	GEO	0.20	8.2	6.00	2.25	30.25	13.05	3%	0%	78%	19%	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	-	-	YES
P-9	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	102817	647176	GEO	0.40	8.2	15.00	4.20	30.50	19.44	5%	0%	15%	80%	NO	0.00	0.12	0.000	0.000	-	-	NO
P-10	Anillo central / Sur Tachina	E	108261	653188	GEO	0.28	8.2	4.62	2.30	44.54	8.79	0%	1%	13%	86%	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	-	-	YES
P-12	Anillo central / Sur Tachina	E	106415	652495	GEO	0.28	8.2	8.78	3.50	44.11	15.01	2%	0%	73%	25%	YES	0.81	186	0.103	0.009	5.100	0.450	NO
P-14	Anillo central / Sur Tachina	E	107704	649870	GEO	0.28	8.2	11.00	6.00	30.10	13.57	0%	0%	35%	65%	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	-	-	YES
P-15	Licuación	F1	106322	650858	GEO	0.33	8.2	10.78	1.50	31.00	24.12	84%	0%	0%	15%	YES	17.82	39.18	1086	0.155	1200	6.800	NO
P-19	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	105313	650092	GEO	0.40	8.2	17.53	4.65	23.45	21.94	0%	0%	79%	2%	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	-	-	NO
P-20	Licuación	F1	103018	649152	GEO	0.33	8.2	2.89	1.40	20.05	38.65	93%	1%	2%	3%	YES	4.25	8.49	0.221	0.048	3.150	3.800	NO
P-23	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	101703	646780	GEO	0.40	8.2	19.68	4.20	21.90	28.49	2%	0%	98%	0%	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	-	-	NO
P-24	Licuación	F1	107391	650356	GEO	0.33	8.2	0.14	3.00	22.75	28.65	84%	0%	8%	8%	YES	3.36	9.10	0.262	0.059	3.500	3.000	NO
P-5	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	107865	649501	RAAD	0.40	8.2	19.86	4.55	28.95	15.05	0%	0%	0%	100%	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	-	-	YES
P-7	Abanico coluvial	D_1	108894	649493	RAAD	0.45	8.2	15.97	3.70	21.15	32.62	13%	0%	5%	83%	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	-	-	YES
P-11	Anillo central / Sur Tachina	E	107327	653210	RAAD	0.28	8.2	9.83	3.40	30.15	10.45	4%	0%	5%	45%	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	-	-	YES
P-13	Norte	C	109494	649477	RAAD	0.67	8.2	2.48	1.24	10.95	90.56	4%	44%	0%	46%	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	-	-	NO
P-16	Anillo central / Sur Tachina	E	107132	649984	RAAD	0.28	8.2	8.32	2.00	19.95	15.89	0%	0%	40%	60%	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	-	-	NO
P-17	Abanico coluvial	D_1	107344	648622	RAAD	0.45	8.2	47.23	12.00	34.80	16.58	38%	0%	0%	62%	YES	0.00	3.37	0.000	0.000	24.950	5.000	YES
P-18	Abanico coluvial	D_1	105487	649873	RAAD	0.45	8.2	23.35	1.65	24.45	15.86	0%	0%	0%	100%	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	-	-	YES
P-22	Anillo central / Sur Tachina	E	102554	648038	RAAD	0.28	8.2	10.61	4.82	33.45	14.06	13%	0%	0%	87%	YES	0.00	2.46	0.028	0.006	31950	1500	YES

Los resultados obtenidos de *LPI*, *LSN*, *LDI*, S_{v-1D} , *LIGD* y la susceptibilidad de los suelos finos a licuarse expuestos en la Tabla 10. 31 se presentan gráficamente a continuación:

Índice de potencial de licuación, *LPI* - Resultados

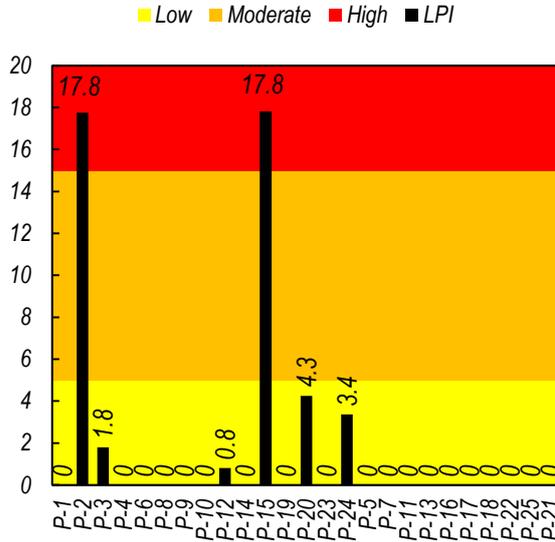


Figura 10. 44 Resultados de *LPI* a partir del ensayo *SPT* (sismo de diseño).

Número de severidad de licuación, *LSN* - Resultados

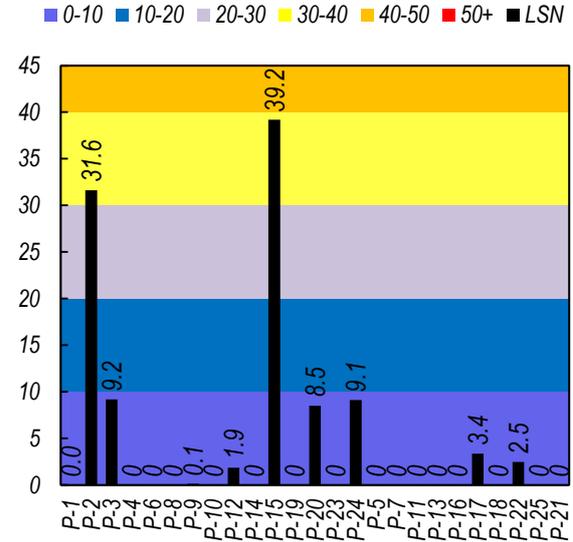


Figura 10. 45 Resultados de *LSN* a partir del ensayo *SPT* (sismo de diseño).

Índice de desplazamiento lateral, *LDI* - Resultados

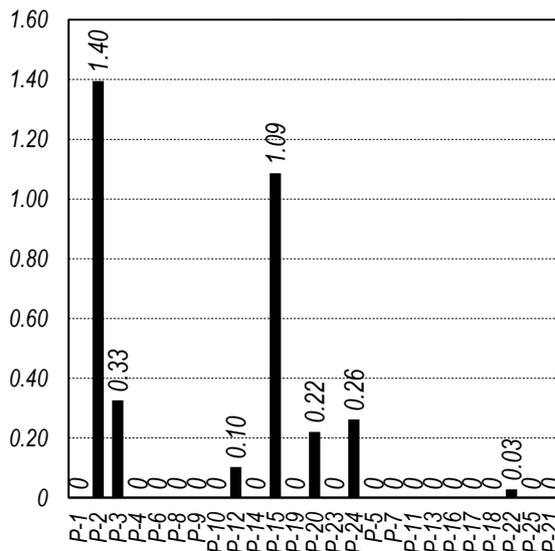


Figura 10. 46 Resultados de *LDI* a partir del ensayo *SPT* (sismo de diseño).

Asentamiento de reconsolidación 1-D, S_{v-1D} (m) - Resultados

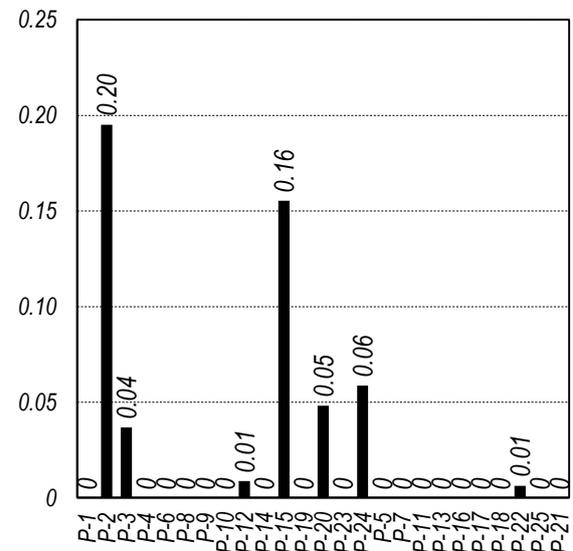


Figura 10. 47 Resultados de S_{v-1D} a partir del ensayo *SPT* (sismo de diseño).

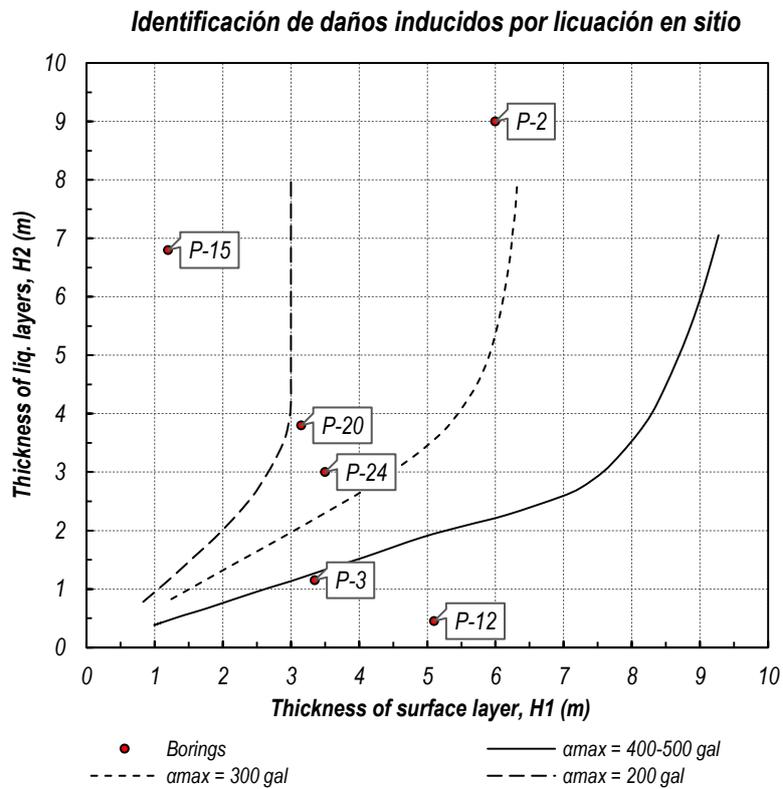


Figura 10. 48 Resultados de *LIGD* a partir del ensayo *SPT* (sismo de diseño).

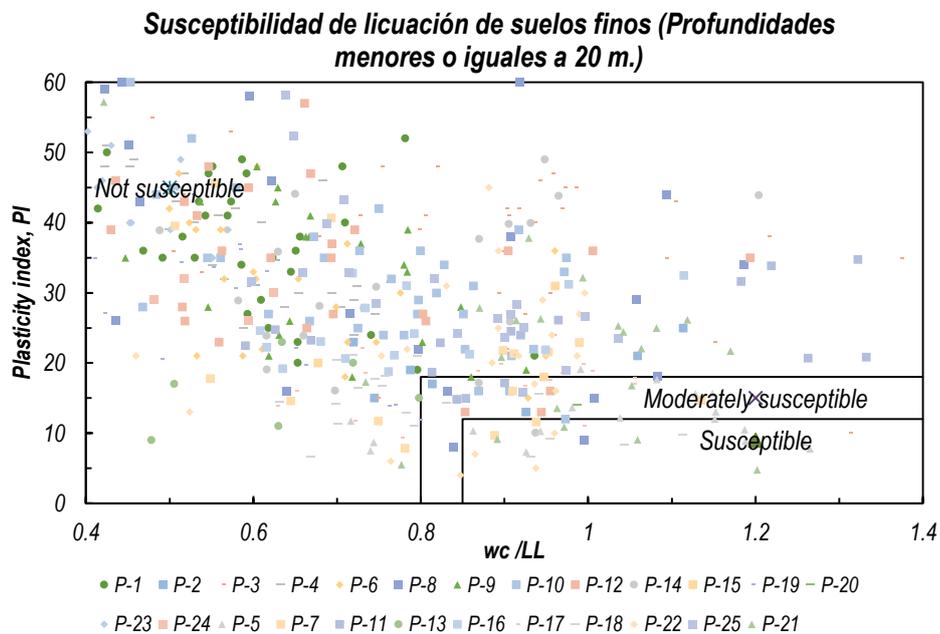


Figura 10. 49 Resultados de la susceptibilidad de los suelos finos a licuarse a partir del ensayo *SPT* (sismo de diseño).

La distribución geográfica de los sondeos analizados en función de si se licuaron o no se muestra a continuación en la Figura 10. 50:

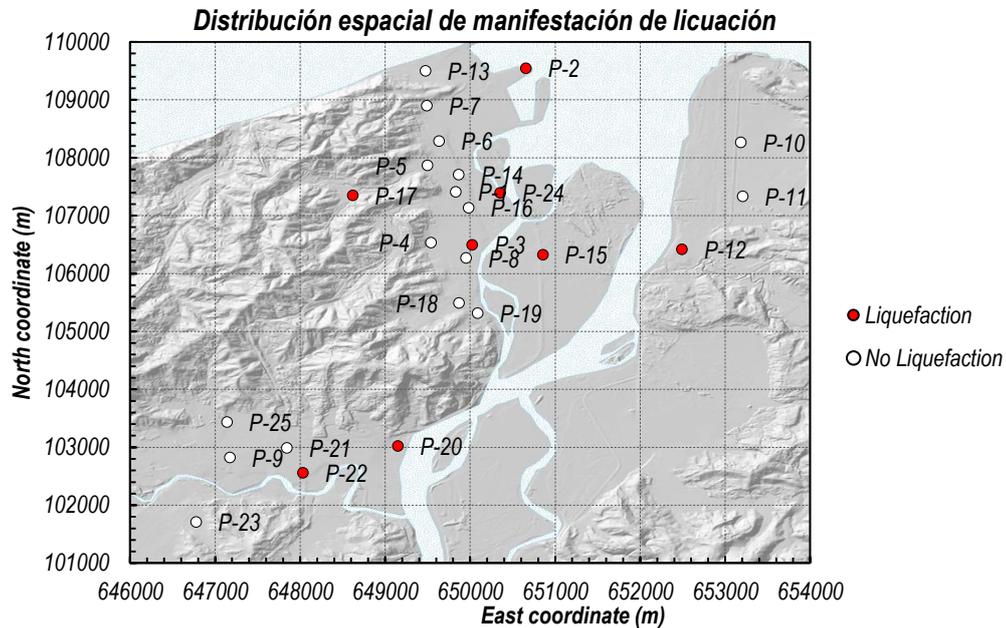


Figura 10. 50 Mapa de sondeos *SPT* según su potencial de licuación (sismo de diseño). La distribución geográfica de los sondeos analizados en función de si son o no susceptibles a licuación de suelos finos se muestra a continuación en la Figura 10. 51:

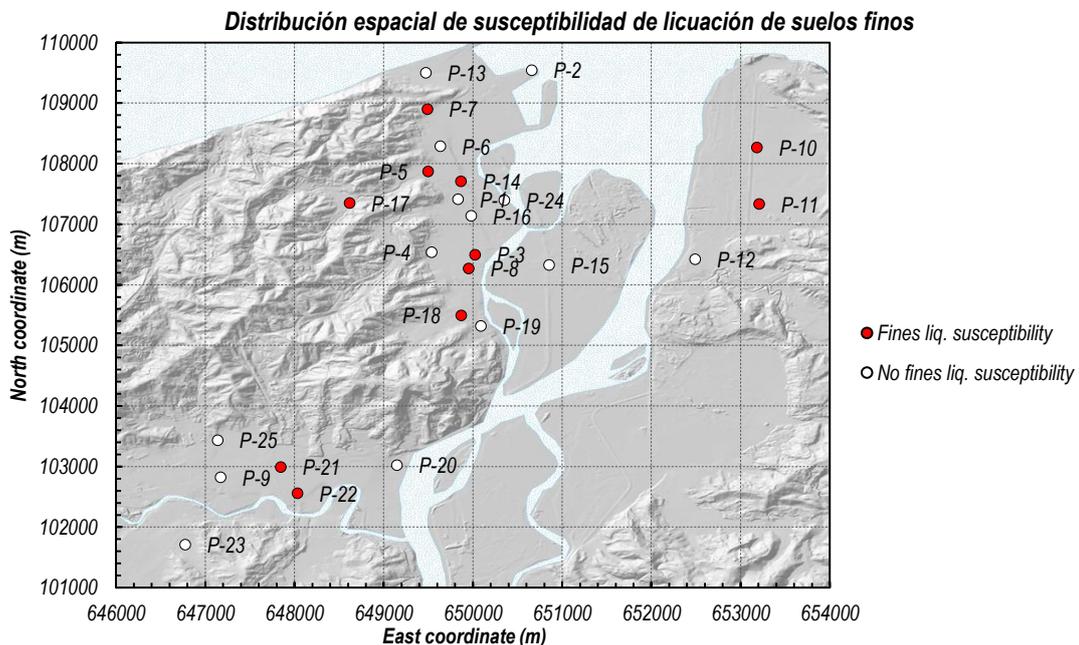


Figura 10. 51 Mapa de sondeos *SPT* según su susceptibilidad de licuación de finos (sismo de diseño).

10.9.2.3.2 Resultados del análisis cuantitativo del potencial de licuación a partir del ensayo CPTu

A continuación, se presenta en la Tabla 10. 32 un resumen de los resultados obtenidos en base al análisis cuantitativo del potencial de licuación implementando los procedimientos de (Boulanger & Idriss, 2014) en base a los sondeos CPTu.

Tabla 10. 32 Resultados del análisis cuantitativo del potencial de licuación a partir del ensayo CPTu (sismo de diseño).

ID	Zona	Soil type (NEC-15)	UTM Northing	UTM Easting	Done by	PGA	Mw	Ground elevation (m)	Water table depth (m)	Depth (m)	Liquefaction?	LP1	LSN	LDI	S	Thick. of surface layer, H1 (m)	Thick. of liq. layers, H2 (m)
CPTu-1	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	107417	649842	GEO	0.40	8.2	9.92	2.61	13.62	YES	176	190	0.41	0.017	6.700	0.600
CPTu-2	Anillo central / Sur Tachina	E	107141	650014	SUBTERRA	0.28	8.2	7.82	3.11	25.75	YES	3.10	6.29	0.315	0.055	4.860	2.480
CPTu-3	Depósito arcillas	F4	106522	650043	GEO	0.20	8.2	3.73	1.30	14.63	YES	3.07	8.45	0.510	0.053	2.200	1.630
CPTu-4	Depósito arcillas	F4	106298	650067	SUBTERRA	0.20	8.2	5.16	1.00	27.83	YES	2.18	5.19	0.295	0.039	3.180	1.370
CPTu-5	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	106570	649501	GEO	0.40	8.2	13.93	1.27	15.99	YES	145	2.08	0.095	0.011	3.500	0.350
CPTu-6	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	105337	650101	GEO	0.40	8.2	5.75	3.10	11.78	YES	0.64	0.84	0.049	0.005	5.750	0.150
CPTu-7	Anillo central / Sur Tachina	E	106410	652488	GEO	0.28	8.2	7.89	2.50	9.74	YES	0.93	3.49	0.142	0.012	2.650	0.300
CPTu-8	Anillo central / Sur Tachina	E	107439	653185	SUBTERRA	0.28	8.2	9.09	1.00	21.50	YES	2.43	6.62	0.318	0.042	3.580	2.250
CPTu-9	Licuación	F1	108496	653170	SUBTERRA	0.33	8.2	3.75	2.15	30.32	YES	10.97	19.20	0.974	0.116	3.250	4.150
CPTu-10	Anillo central / Sur Tachina	E	102989	647833	SUBTERRA	0.28	8.2	14.82	2.00	34.54	YES	0.55	0.73	0.050	0.006	4.430	0.220
CPTu-11	Anillo central / Sur Tachina	E	107702	649874	GEO	0.28	8.2	10.44	4.70	11.54	YES	0.19	0.29	0.020	0.003	11040	0.150
CPTu-12	Abanico coluvial	D_1	107350	648618	GEO	0.45	8.2	48.08	6.70	22.81	YES	0.49	0.52	0.043	0.005	9.790	0.200
CPTu-13	Abanico coluvial	D_1	105450	649753	GEO	0.45	8.2	29.26	3.40	22.15	YES	2.67	3.89	0.182	0.020	4.350	0.800
CPTu-14	Anillo central / Sur Tachina	E	102589	647843	GEO	0.28	8.2	11.57	5.20	21.64	YES	0.49	0.84	0.095	0.012	12.540	0.450
CPTu-15	Abanico coluvial	D_1	101679	646780	GEO	0.45	8.2	19.45	3.00	8.30	YES	7.78	13.00	0.522	0.054	3.050	1.650
CPTu-16	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	108902	649506	GEO	0.40	8.2	15.64	5.60	15.01	YES	4.51	4.95	0.417	0.055	7.170	2.100
CPTu-17	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	108290	649627	GEO	0.40	8.2	11.67	2.60	21.04	YES	5.99	11.19	0.518	0.059	2.650	2.180
CPTu-18	Licuación	F1	108389	649929	GEO	0.33	8.2	0.47	0.32	4.49	YES	8.19	42.87	0.543	0.053	0.550	1.600
CPTu-19	Licuación	F1	108322	650160	SUBTERRA	0.33	8.2	2.41	3.75	6.88	YES	5.57	9.59	0.535	0.050	3.930	1.510
CPTu-20	Licuación	F1	108051	650032	GEO	0.33	8.2	0.95	0.60	8.22	YES	11.53	22.60	0.668	0.075	2.200	2.590
CPTu-21	Licuación	F1	107429	650153	GEO	0.33	8.2	-0.07	1.08	8.16	YES	4.30	17.03	0.363	0.035	1.050	1.050
CPTu-22	Licuación	F1	106988	650469	SUBTERRA	0.33	8.2	1.26	1.50	8.23	YES	5.69	12.80	0.307	0.044	2.740	1.740
CPTu-23	Anillo central / Sur Tachina	E	105950	649982	GEO	0.28	8.2	9.00	4.00	16.39	YES	3.13	10.69	0.244	0.037	1.050	1.400
CPTu-24	Licuación	F1	106381	650878	GEO	0.33	8.2	2.09	0.10	9.54	YES	10.82	24.65	0.489	0.067	1.350	2.710
CPTu-25	Anillo central / Sur Tachina	E	109513	653233	SUBTERRA	0.28	8.2	4.96	4.50	19.84	YES	1.67	2.16	0.175	0.020	8.250	0.830
CPTu-26	Anillo central / Sur Tachina	E	106851	653068	SUBTERRA	0.28	8.2	10.56	3.50	30.04	YES	2.48	6.41	0.263	0.030	3.320	0.960
CPTu-27	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	103002	648401	GEO	0.40	8.2	13.05	1.14	10.22	NO	0.00	0.00	0.000	0.000	#N/A	#N/A
CPTu-28	Licuación	F1	102253	649048	SUBTERRA	0.33	8.2	2.05	1.00	4.33	YES	7.86	32.00	0.524	0.060	1.000	1.940
CPTu-29	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	102075	648415	SUBTERRA	0.40	8.2	12.82	8.70	25.79	YES	4.58	6.74	0.412	0.062	2.010	2.690
CPTu-30	Terraza superior / Sur Tachina	D_2	102304	647680	GEO	0.40	8.2	7.79	4.47	18.14	YES	3.56	4.11	0.318	0.042	6.930	1.590
CPTu-31	Licuación	F1	108390	649925	GEO	0.33	8.2	0.47	0.32	4.40	YES	8.44	53.65	0.619	0.054	0.350	1.450
CPTu-32	Licuación	F1	102207	649100	SUBTERRA	0.33	8.2	2.20	0.50	2.94	YES	5.30	26.95	0.300	0.036	0.590	1.260

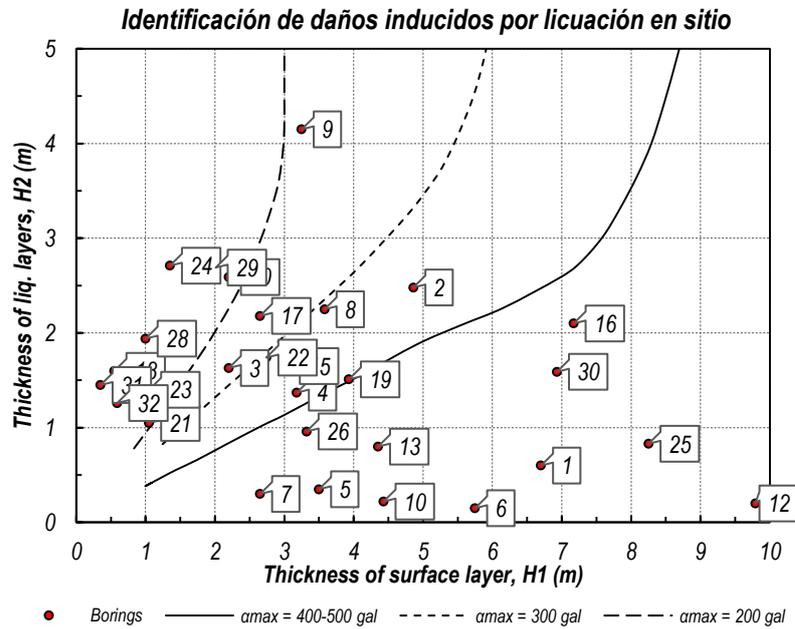


Figura 10. 52 Resultados de LIGD a partir del ensayo *CPTu* (sismo de diseño).
La distribución geográfica de los sondeos analizados en función de si se licuaron o no se muestra a continuación en la Figura 10. 53:

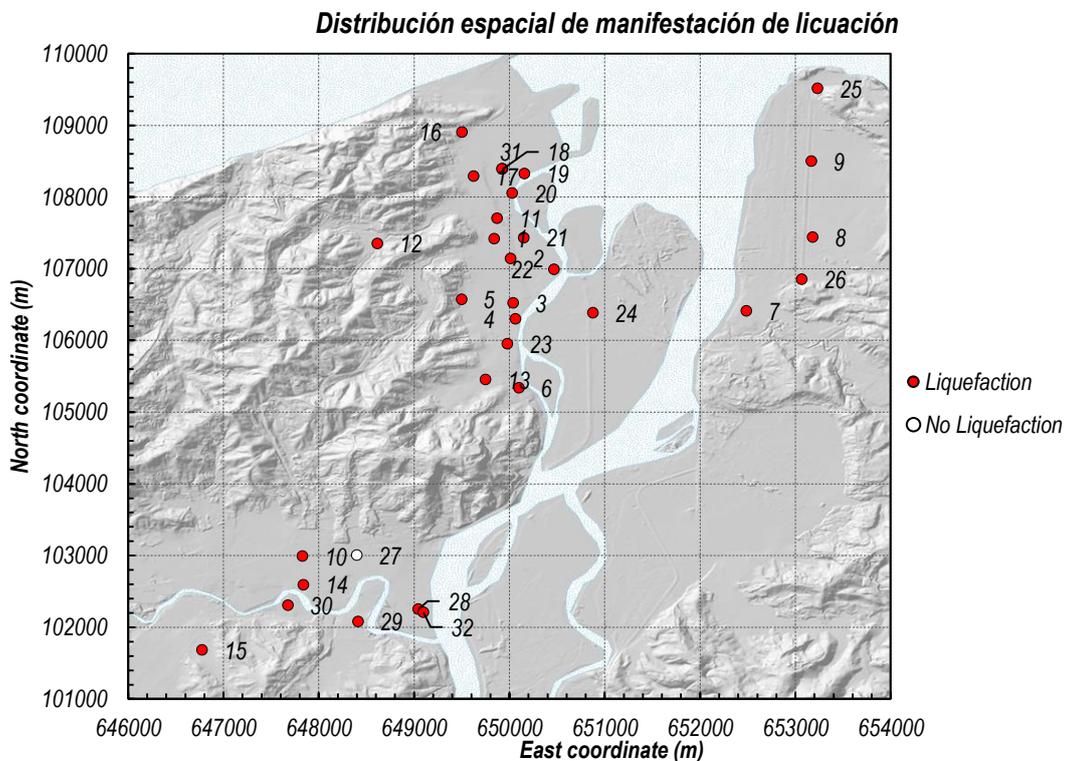


Figura 10. 53 Mapa de sondeos *CPTu* según su potencial de licuación (sismo de diseño).

10.9.2.4 Mapas de LPI, LSN, LDI y S_{v1-D} (sismo 16 de abril, 2016)

Una vez estimados los índices de potencial de licuación (LPI), números de severidad de licuación (LSN), índices de desplazamiento lateral (LDI) y asentamientos verticales por re-consolidación (S_{v1-D}) para los diferentes sondeos SPT y $CPTu$, se han trazado mapas de contornos con estas estimaciones para obtener así una distribución espacial de los mismos.

En las figuras que siguen a continuación se presentan los mapas de LPI , LSN , LDI y S_{v1-D} , respectivamente. Cabe recalcar que existen zonas en los mapas donde los valores de estos parámetros poseen un alto valor debido a la consideración de los resultados mediante el $CPTu$ dentro del promedio que realiza ArcGIS internamente para obtener los mapas de contorno, resultados que, en comparación a lo obtenido mediante el ensayo SPT , se concluye que sobreestiman el valor de los parámetros.

Si bien el mapa de desplazamiento lateral provee un indicio del grado de licuación y daños esperados en el sitio, las estimaciones de desplazamiento horizontal real del suelo son función de la pendiente del terreno, por lo que este mapa deberá complementarse con el de pendientes para tener adecuadas estimaciones de rangos de deformación.

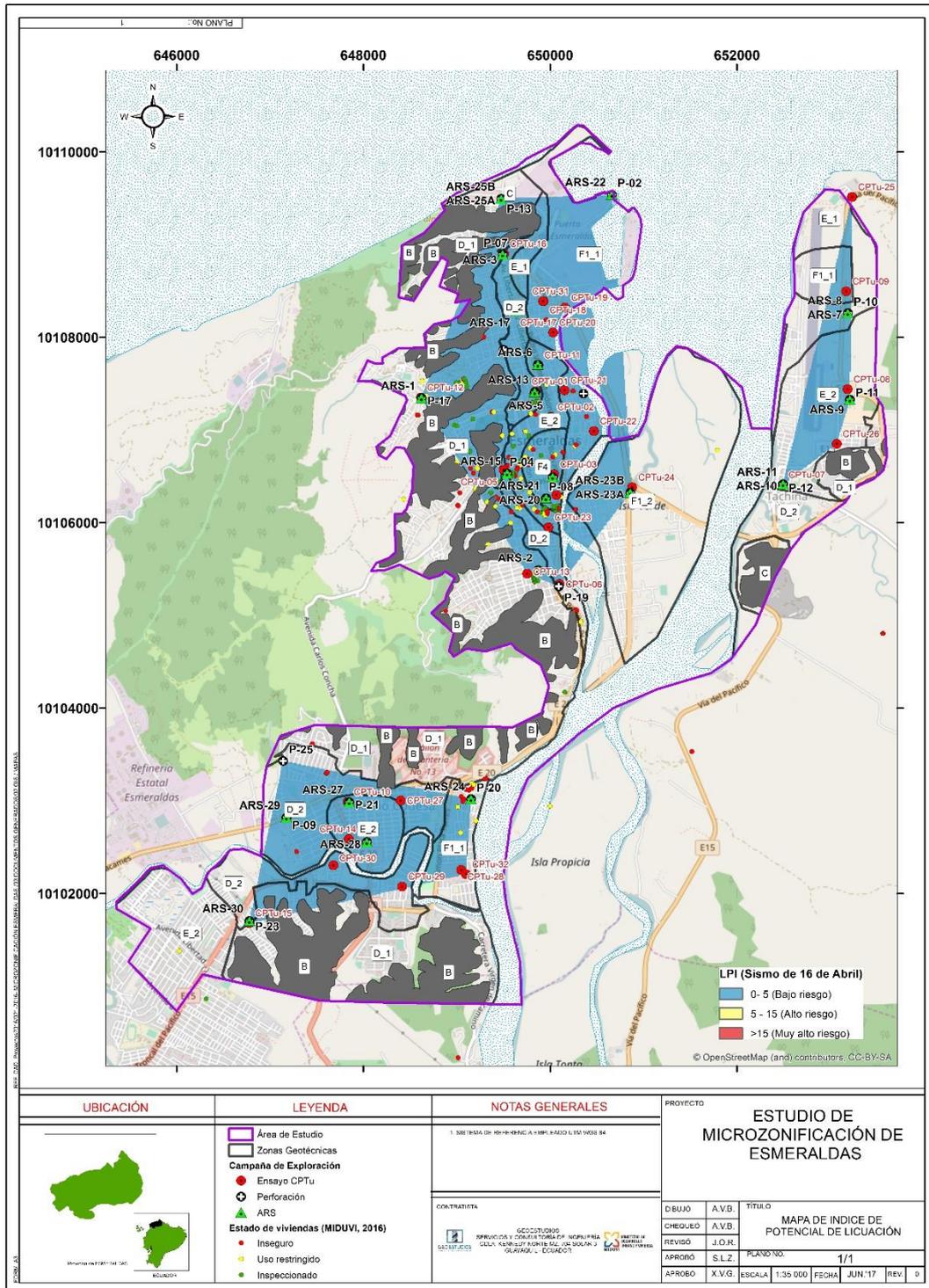


Figura 10. 54 Mapa de valores promedio de **LPI** en base al **SPT** y **CPTu** (sismo 16 de abril, 2016). Fuente: (GEOESTUDIOS, 2016).

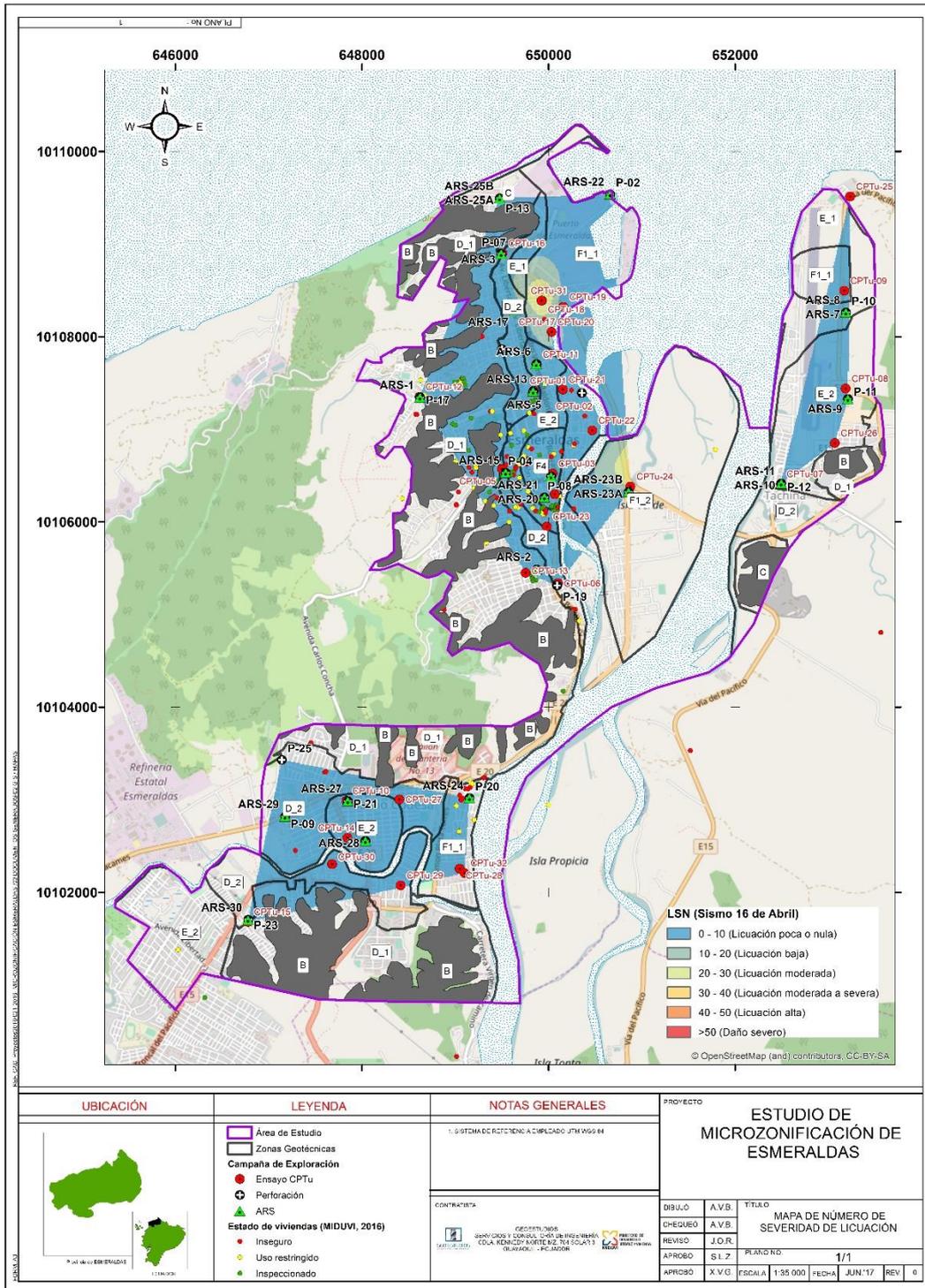


Figura 10. 55 Mapa de valores promedio de *LSN* en base al *SPT* y *CPTu* (sismo 16 de abril, 2016). Fuente: (GEOESTUDIOS, 2016).

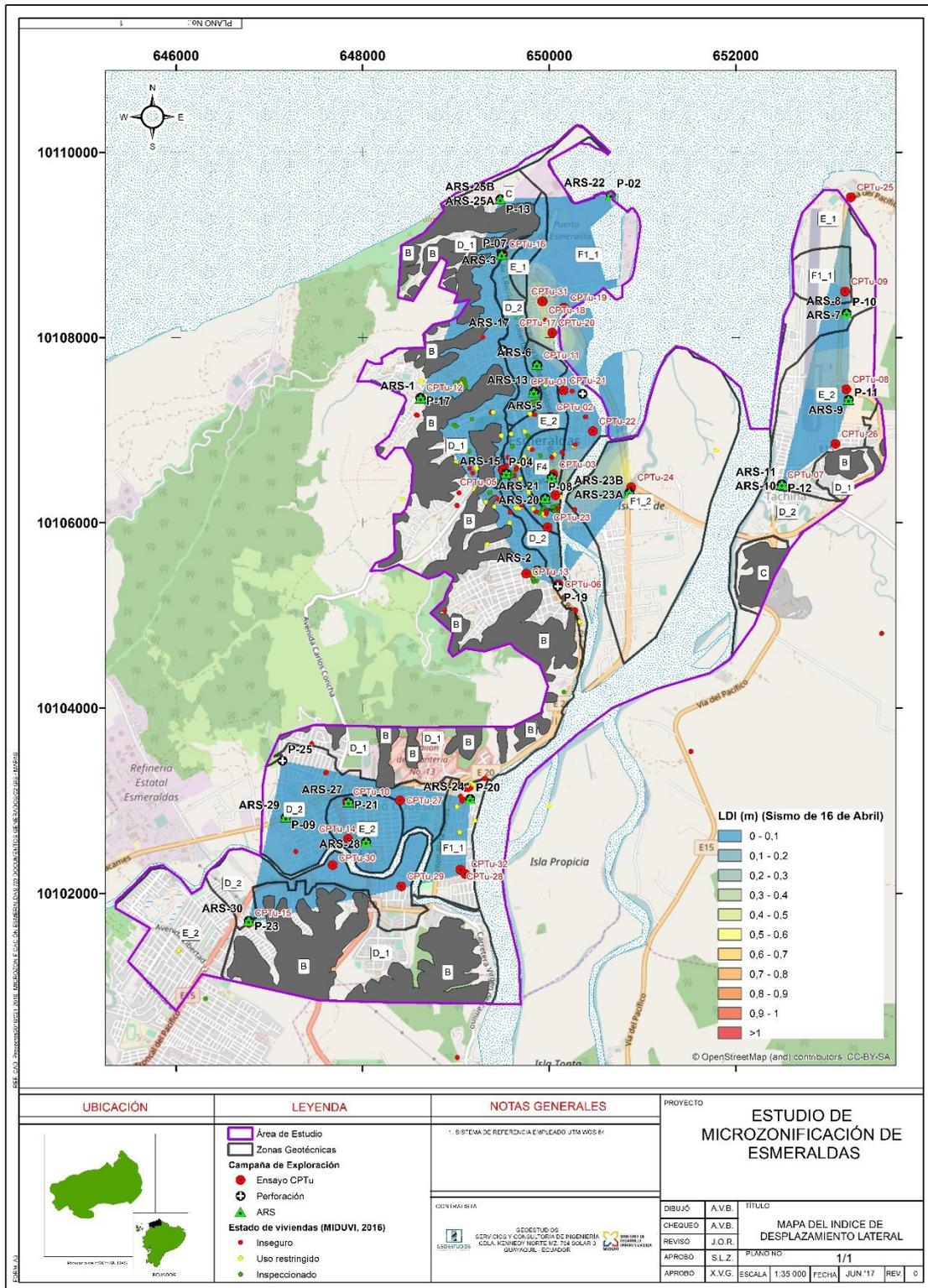


Figura 10. 56 Mapa de valores promedio de **LDI** en base al **SPT** y **CPTu** (sismo 16 de abril, 2016). Fuente: (GEOESTUDIOS, 2016).

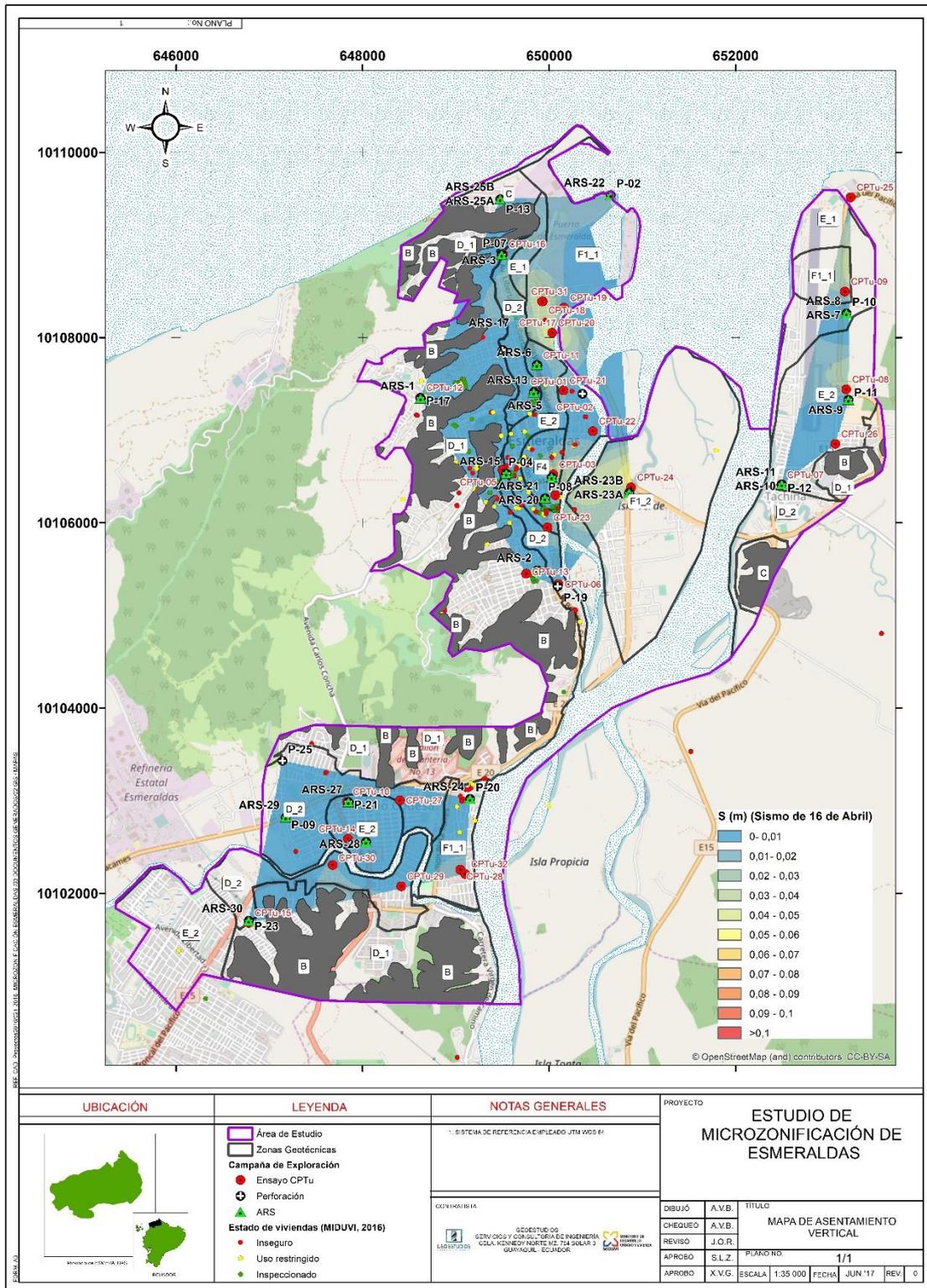


Figura 10. 57 Mapa de valores promedio de S_{v-1D} en base al SPT y CPTu (sismo 16 de abril, 2016). Fuente: (GEOESTUDIOS, 2016).

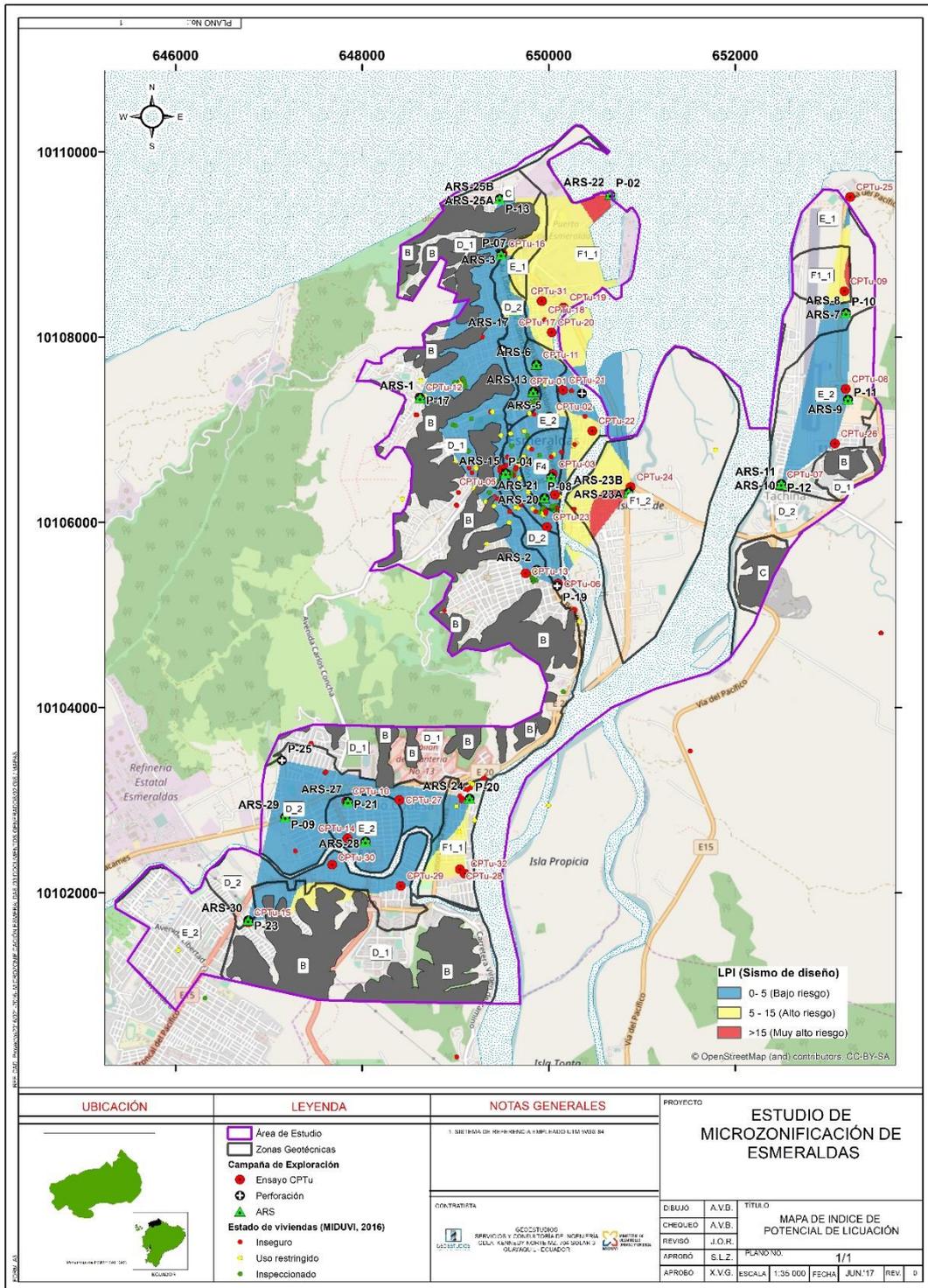


Figura 10. 58 Mapa de valores promedio de LPI en base al SPT y CPTu (sismo de diseño). Fuente: (GEOESTUDIOS, 2016).

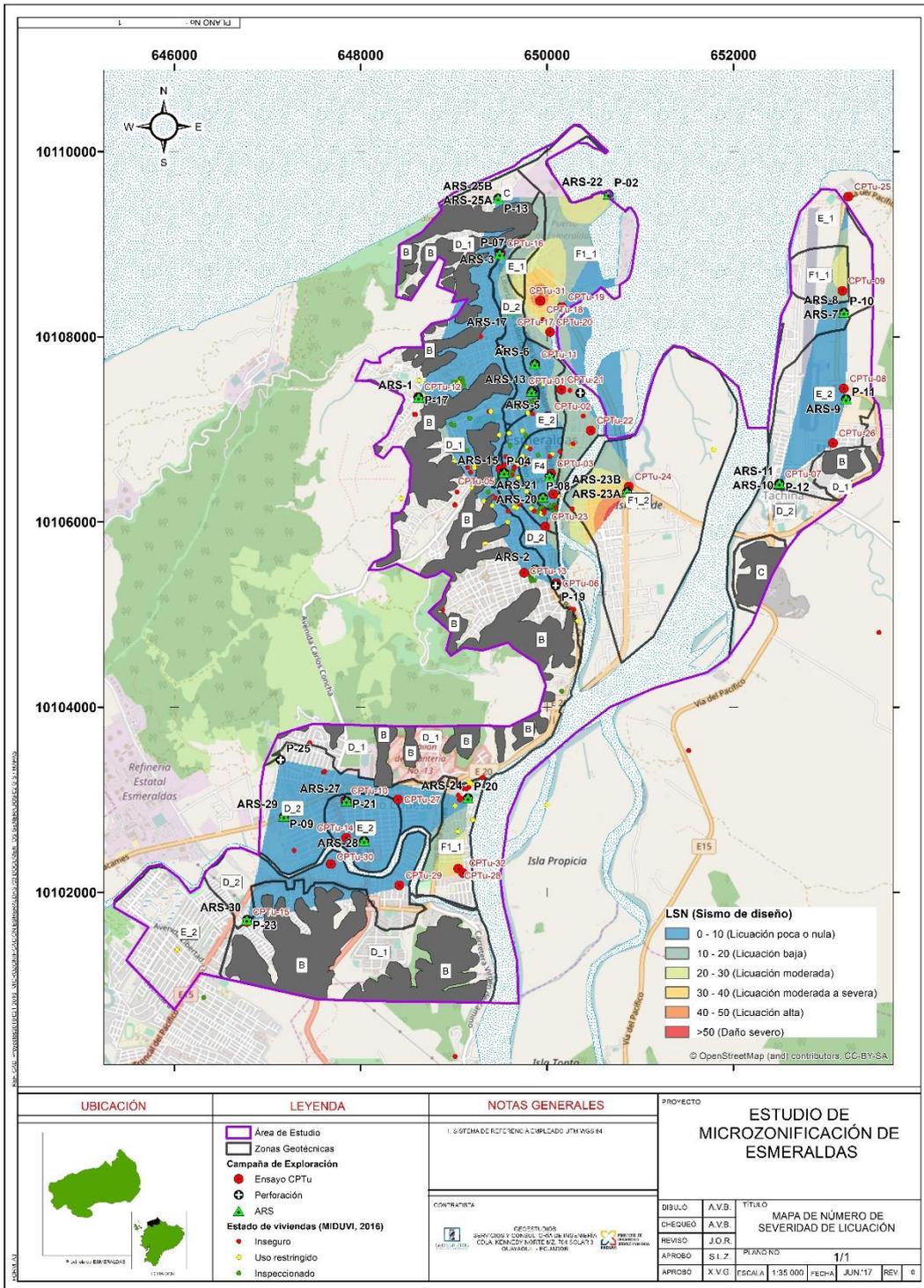


Figura 10. 59 Mapa de valores promedio de *LSN* en base al *SPT* y *CPTu* (sismo de diseño). Fuente: (GEOESTUDIOS, 2016).

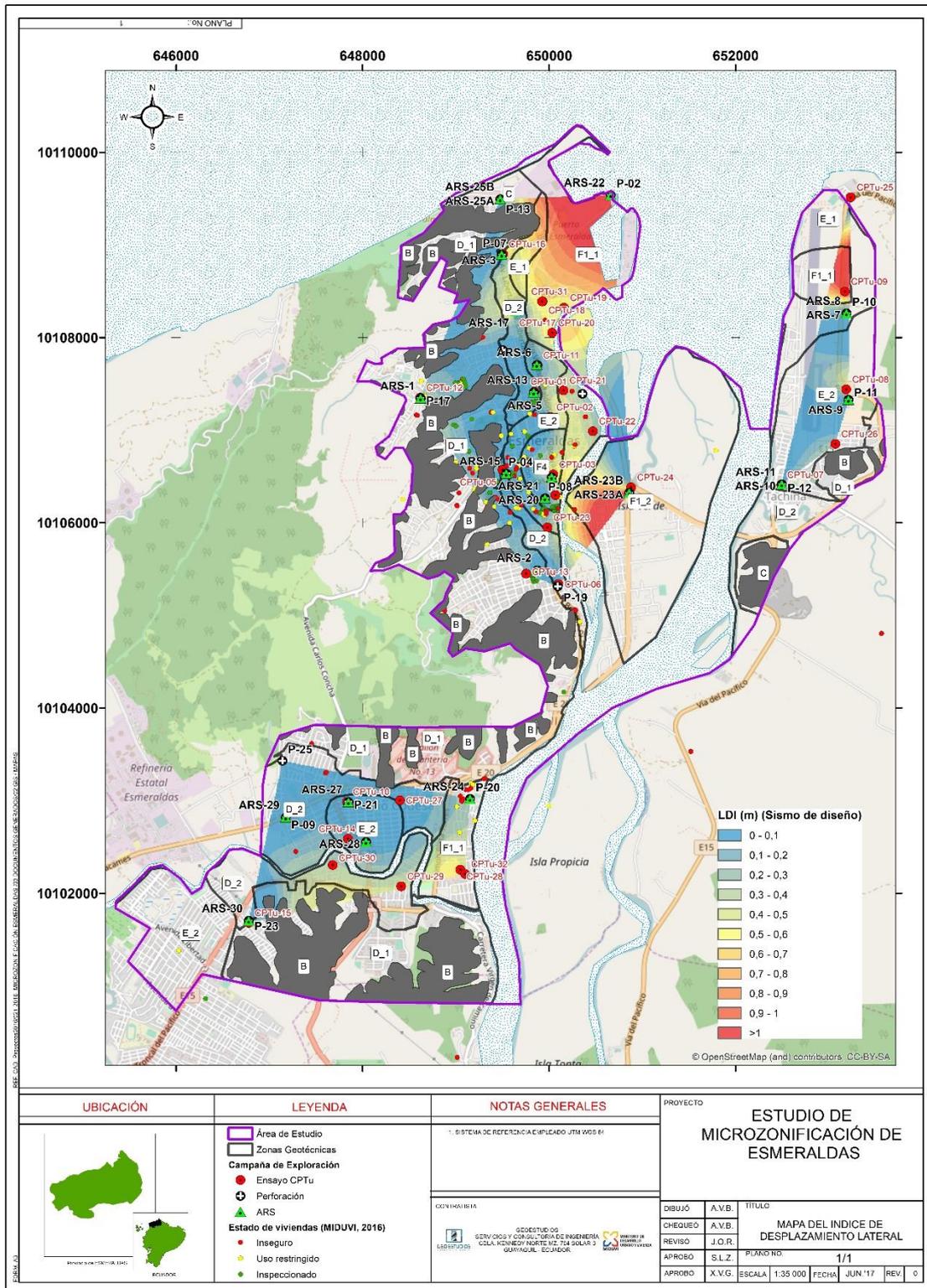


Figura 10. 60 Mapa de valores promedio de LDI en base al SPT y CPTu (sismo de diseño). Fuente: (GEOESTUDIOS, 2016).

"ESTUDIO DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA Y GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE ESMERALDAS SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015"

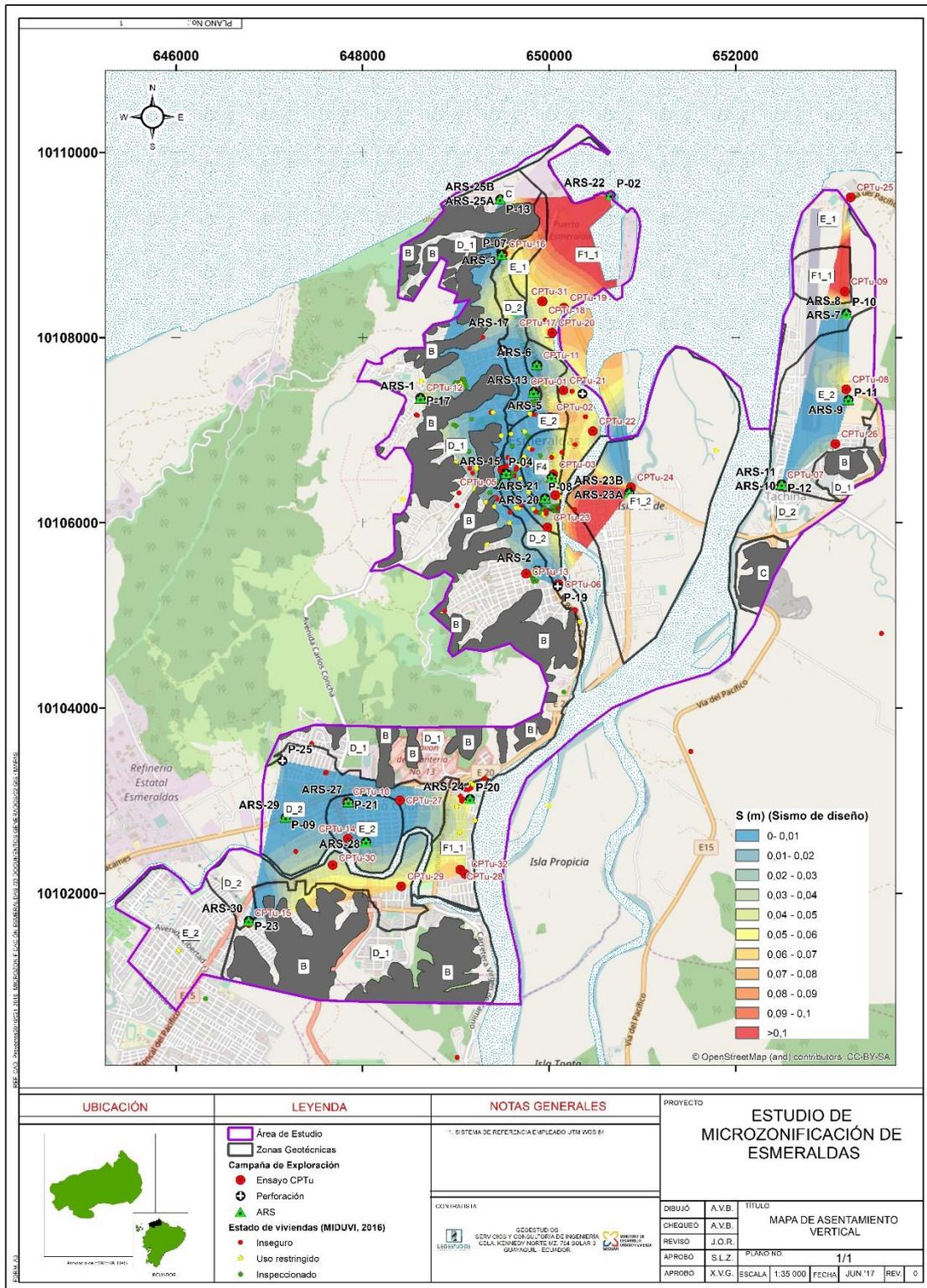


Figura 10. 61 Mapa de valores promedio de S_{v-1D} en base al SPT y $CPTu$ (sismo de diseño). Fuente: (GEOESTUDIOS, 2016).

10.9.3 Conclusiones y Recomendaciones

De acuerdo a los resultados obtenidos mediante la metodología de (Boulanger & Idriss, 2014) para el análisis del potencial de licuación en el área de Esmeraldas y a la estimación de los parámetros *LPI* y *LSN* se concluye:

- Al realizar los análisis de licuación del sismo de 16 de abril del 2016 con los parámetros de intensidad del registro sísmico de la estación del IGN (AES2), se comprobó que no se generó licuación. Esta se confirma con las observaciones de los efectos del fenómeno de licuación en la superficie durante la exploración en campo posterior al sismo, en las que no se comprobó evidencias de licuación.
- En base al sismo de diseño (período de retorno igual a 475 años), se concluye que el sector posee, en determinadas zonas ya definidas, suelos altamente susceptibles a licuarse durante el sismo, principalmente debido al predominio de suelos arenosos saturados y sueltos en aquellas zonas. Se definieron así mismo los sondeos que de acuerdo con la metodología de (Ishihara, 1985) poseen zonas que son susceptibles a presentar daños en la superficie a causa del fenómeno de licuación.
- Los resultados del análisis cuantitativo del potencial de licuación en base al ensayo *CPT* sobreestiman los parámetros de *LPI* y *LSN* para los suelos de Esmeraldas, lo que se comprobó con los resultados del análisis de licuación para el sismo del 16 de abril, por lo cual se recomienda brindarles mayor peso a las estimaciones obtenidas mediante el ensayo *SPT*.
- Se definieron las perforaciones (como es el caso de la P-5) donde predominan los suelos finos, en este caso los limos, y que según la metodología de (Bray & Sancio, 2006) son susceptibles a licuarse.
- Geográficamente hablando, las zonas susceptibles al fenómeno de licuación en la ciudad de Esmeraldas son: puerto, márgenes del río, zona sur, centro de la ciudad, mayor parte de la isla verde, norte de Tachina.

Debido a la limitada campaña de exploración existen zonas en las que no se posee mayor información sobre el potencial de licuación de los suelos, como es el caso del margen del río de Tachina, en la cual es probable que existan depósitos de arenas sueltas saturadas (como se ha visto en las otras zonas de geología similar). Es por esto que se recomienda realizar un análisis de potencial de licuación en estas áreas geotécnicas donde no existe suficiente información del subsuelo del sitio.

Es importante, al realizar un estudio de evaluación de potencial de licuación de un sitio, optar por utilizar una metodología de análisis que sea considerada como aceptada ampliamente y que sea parte del estado del arte del estudio del fenómeno de licuación.

Cabe recalcar lo importante que es la correcta obtención de los datos de entrada para el análisis de potencial de licuación, es decir, datos como los obtenidos de la exploración de sitio por medio de los ensayos *SPT* o *CPTu*, los datos obtenidos en laboratorio en los ensayos de granulometría, límites de Atterberg, etc. y datos del correspondiente análisis de respuesta de sitio realizado. Es más que lógico la importancia de realizar un análisis

con datos correctos, ya que por más que la metodología implementada esté correcta, si los datos de entrada están mal estimados, los resultados también lo estarán.

Se recomienda aprender de la lamentable lección que dejó el sismo del 16 de abril del 2016 en no subestimar el comportamiento del suelo en un sitio ante la presencia de un sismo, como es el caso del fenómeno de licuación.

10.10 ESPECTROS ELASTICOS DE DISEÑO PARA ESMERALDAS

Una vez desarrollados los análisis de respuesta de sitio en las zonas geotécnicas de la ciudad de Esmeraldas, se pudo determinar la respuesta en la superficie mediante los 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. Aunque se han desarrollado los espectros para un periodo de retorno de 475 años, se realizaron comparaciones con la respuesta del sismo del 16 de Abril en la ciudad de Esmeraldas.

10.10.1 Variación del período elástico de los sitios para las zonas geotécnicas de Esmeraldas

Para evaluar la respuesta en la superficie al propagar los diez sismos seleccionados y detallados previamente, a través de los sitios de ARS, se evaluaron los parámetros de intensidad y frecuencia, PGA y T_m , respectivamente, mediante los cuales fue posible evaluar la amplificación o degradación del sismo de entrada, así como la correlación del sismo para los diferentes periodos, al comparar el periodo medio con el periodo elástico del sitio de análisis (T_e). Adicionalmente, se consideró los registros del 16 de Abril en los sitios de ARS del sondeo P1-Vs27 ubicado en la zona geotécnica D-2 (Terraza Superior) y de la P3-Vs16 en la zona geotécnica F-4 (depósitos de arcilla y limos profundos). Estos análisis se desarrollaron para contrastar la respuesta inelástica del suelo mediante el parámetro del periodo inelástico (T_s) del sitio en dos sitios característicos de Esmeraldas al propagar los sismos del 16 de Abril y 19 de diciembre.

La Figura 10.62a muestra la amplificación de la aceleración máxima en cada sitio al propagarse a través de la columna de suelo, mientras que la Figura 10.62b presenta la relación del periodo elástico (T_e) al periodo medio (T_m) del sismo de entrada. Se puede apreciar en la Figura 10.62b que cuando el valor de T_m se acerca al período elástico de sitio (T_e), o cuando T_e/T_m se acerca a la unidad, la amplificación del suelo (indicado por el PGA_{suelo}) aumenta en gran medida (o puede ocurrir la resonancia). Adicionalmente, esto implica que el subsuelo perdería su rigidez en gran medida cuando T_e/T_m se acerca a la unidad.

La Figura 10.62a muestra la variación del factor de amplificación del suelo (relación entre PGA_{suelo}/PGA_{roca}) con la intensidad del movimiento sísmico de entrada, PGA_{roca} . Se ha incluido la media de los valores obtenidos para cada zona con la respectiva desviación estándar. Para la Zona D-1, característica de suelos medianamente rígidos, se distingue una amplificación del PGA_{roca} para intensidades de hasta 0.5 g, posteriormente, existe una degradación de la aceleración en la superficie. Esto contrasta con la Zona E, en la cual existe degradación del PGA_{roca} desde la aceleración de 0.30g, y más aún con la zona tipo F-4 donde existe una degradación en PGA_{suelo}/PGA_{roca} de hasta 0.5.

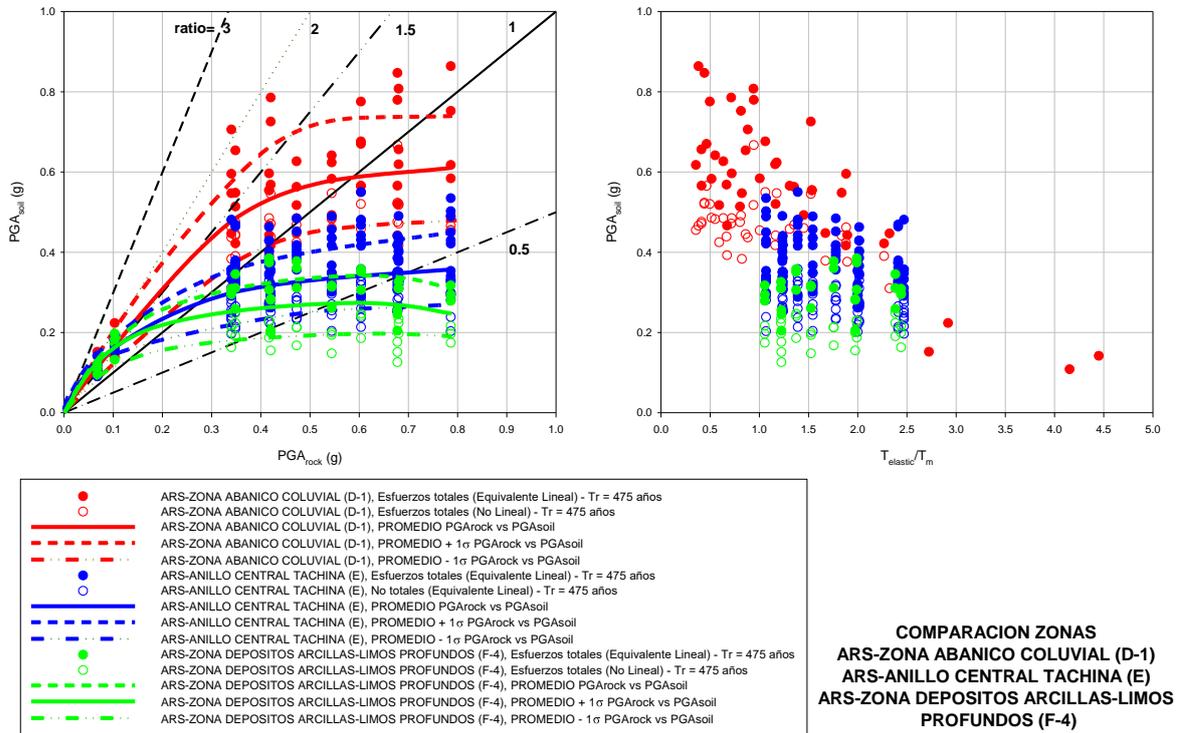


Figura 10.62 Variación del factor de amplificación (a) PGA_{soil} vs PGA_{rock} y (b) PGA_{soil} vs T_e/T_m para las zonas geotécnicas D-1, E y F4

Tabla 10.33 Valores recomendados del factor de incremento del período inelástico y el factor de amplificación de la aceleración máxima del suelo esperada en el PGA_{roca} de 0.62 g.

Zona geotécnica	PGA_{soil}/PGA_{roca} @ $PGA_{roca}=0.62g$		
	Media	Media + 1σ	Media - 1σ
C	1.48	1.90	1.03
D-1	0.95	1.18	0.73
D-2	0.81	0.94	0.61
E	0.53	0.68	0.40
F-1	0.52	0.69	0.39
F-4	0.44	0.53	0.31

Recomendaciones para depósitos de suelos de rigidez blanda profundos

Tal como se mostró previamente, mediante los análisis de respuesta de sitio, el sismo del 16 de Abril generó una gran demanda en periodos mayores a los 2 segundos para las zonas geotécnicas E y F-4. Esta demanda llegó a ser más alta que el sismo de diseño (periodo de retorno de 475 años). Esto se debe a que el sismo del 16 de Abril registrado en la ciudad de Esmeraldas posee un contenido de frecuencia alto, el cual al ser de baja intensidad generó menores deformaciones por corte y subsecuentemente menor

amortiguamiento. Esto se vio reflejado en la amplificación de la demanda sísmica en periodos altos.

Debido a esta inusual amplificación en el sismo del 16 de Abril, se ha comparado este sismo con el obtenido mediante la deconvolución del registro sísmico del 16 de Abril en la estación del IGN. Además, se han incluyeron los espectros del estudio probabilista de amenaza sísmica de este estudio y los de la NEC-15 para los periodos de retorno de 43 años (sismo muy frecuente) y 72 años (sismo frecuente).

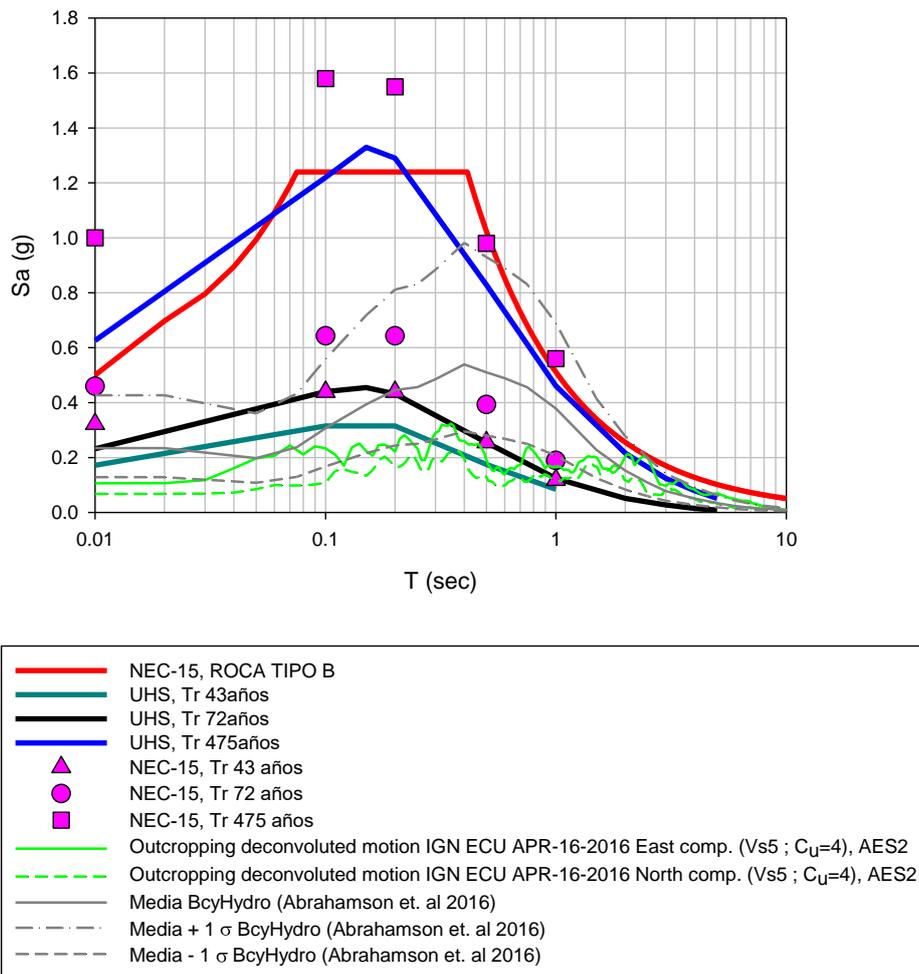


Figura 10.63 Comparación del espectro en roca del sismo del 16 de Abril con el propuesto en la NEC y en este estudio para el periodo de retorno de 43, 72 y 475 años

En base de los resultados de los análisis dinámicos de respuesta de sitio en los perfiles de suelo seleccionados de las zonas geotécnicas C, D-1, D-2, E, F1 y F4, se ha calculado la mediana de los espectros de respuesta normalizados (S_a/PGA) para el 5% de amortiguamiento estructural para el sismo de diseño que se muestran en la Figura 10.64a. Adicionalmente, se han incluido los espectros de respuesta normalizados (S_a/PGA) para el sismo del 16 de Abril en las Zonas Geotécnicas D-1, E y F4 (Figura

10.64b). Similar a lo descrito en la sección anterior, se observa mayor amplificación en el sismo del 16 de abril para periodos mayores a 1.5 segundos. Debido a esta particularidad en la respuesta de sitio en los suelos Tipo E y F-4 de la ciudad de Esmeraldas se recomienda extender el espectro de diseño sobre el del sismo del 16 de abril para el rango de periodos mayor a 1.5 segundos.

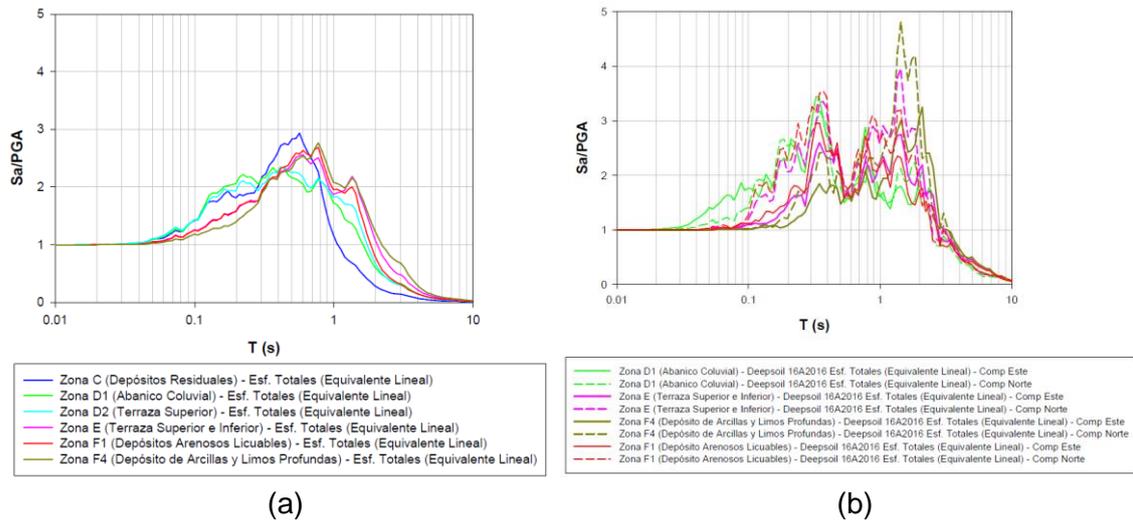


Figura 10.64 Espectros de respuesta normalizados (S_a/PGA) para el sismo de diseño ($T_r=475$ años) y para el sismo del 16 de Abril

10.10.2 Relación entre los espectros de aceleraciones elásticas de diseño ($T_r = 475$ años) para las distintas zonas geotécnicas y el espectro de aceleraciones del sismo del 16 de abril del 2016, y recomendaciones para el diseño estructural

- La norma NEC 15 establece diversos criterios de desempeño estructural para estructuras de ocupación normal en función de los diversos niveles de amenaza sísmica, los mismos se resumen a continuación:
- Sismo Muy Frecuente ($T_r = 43$ años) = Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales.
- Sismo Frecuente ($T_r = 72$ años) = Se acepta daños en elementos no estructurales y no se acepta daños en elementos estructurales.
- Sismo Raro ($T_r = 475$ años) = Daños considerables en elementos no estructurales y cierto grado de daño en elementos estructurales.

La respuesta sísmica en la ciudad de Esmeraldas, debido al sismo del 16 de abril del 2016, se puede catalogar como un sismo muy frecuente ($T_r = 43$ años), por lo tanto, según los niveles de desempeño estructural de la NEC 15, la respuesta estructural de las diversas edificaciones debió ser elástica, es decir, equivalente a considerar un factor de reducción de resistencia sísmica (R) igual a 1.

En base a lo anteriormente mencionada, se consideró importante evaluar la Relación entre los espectros de aceleraciones elásticas de diseño ($T_r = 475$ años) obtenidos del

presente estudio para las distintas zonas geotécnicas y el espectro de aceleraciones del sismo del 16 de abril del 2016, con la finalidad de estimar el orden de los valores máximos y mínimos del factor de reducción de de resistencia sísmica (R) en cada zona. En la Figura 10.65, Figura 10.66, Figura 10.67, Figura 10.68, Figura 10.69 y Figura 10.70 se presentan los espectros de relación de aceleraciones elásticas entre el sismo de diseño ($T_r = 475$ años) para las distintas zonas geotécnicas detalladas previamente y el sismo del 16 de abril del 2016.

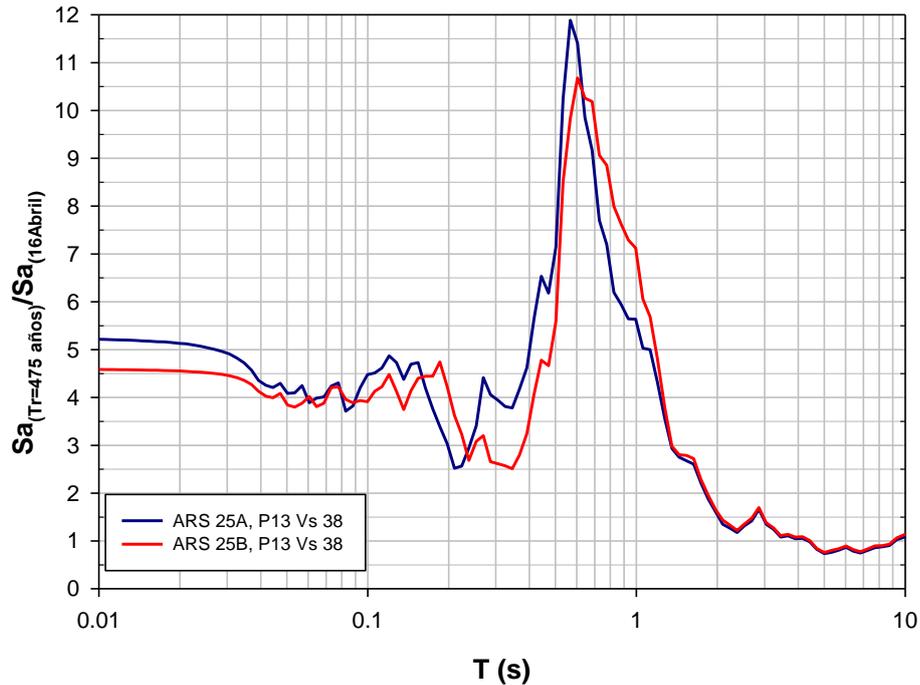


Figura 10.65 Espectro de relación de aceleraciones elásticas entre el sismo de diseño ($T_r = 475$ años) para la zona de tipo de suelo C y el sismo del 16 de abril del 2016

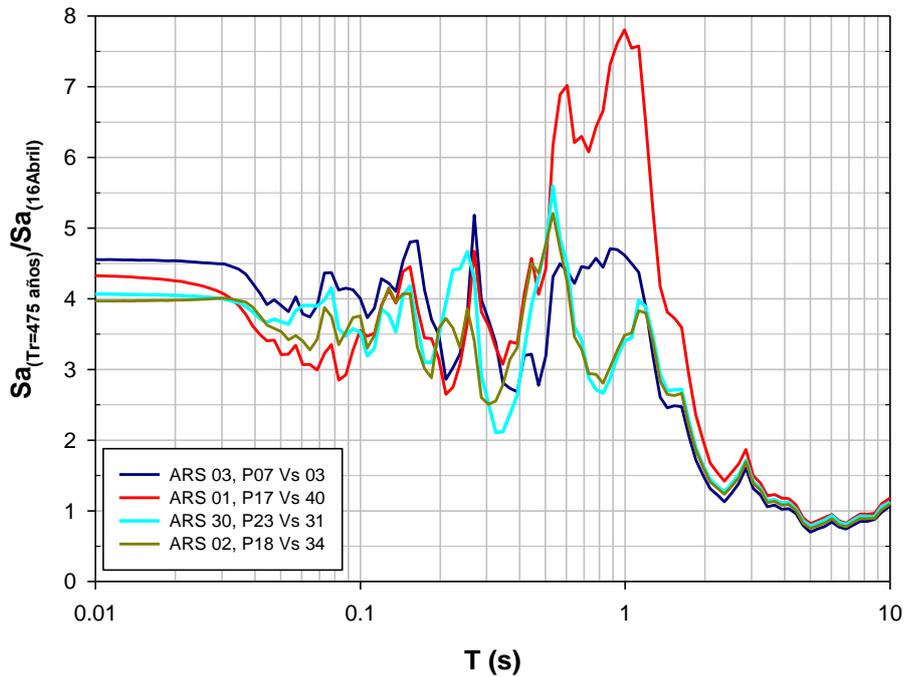


Figura 10.66 Espectro de relación de aceleraciones elásticas entre el sismo de diseño ($T_r = 475$ años) para la zona de tipo de suelo D-1 y el sismo del 16 de abril del 2016

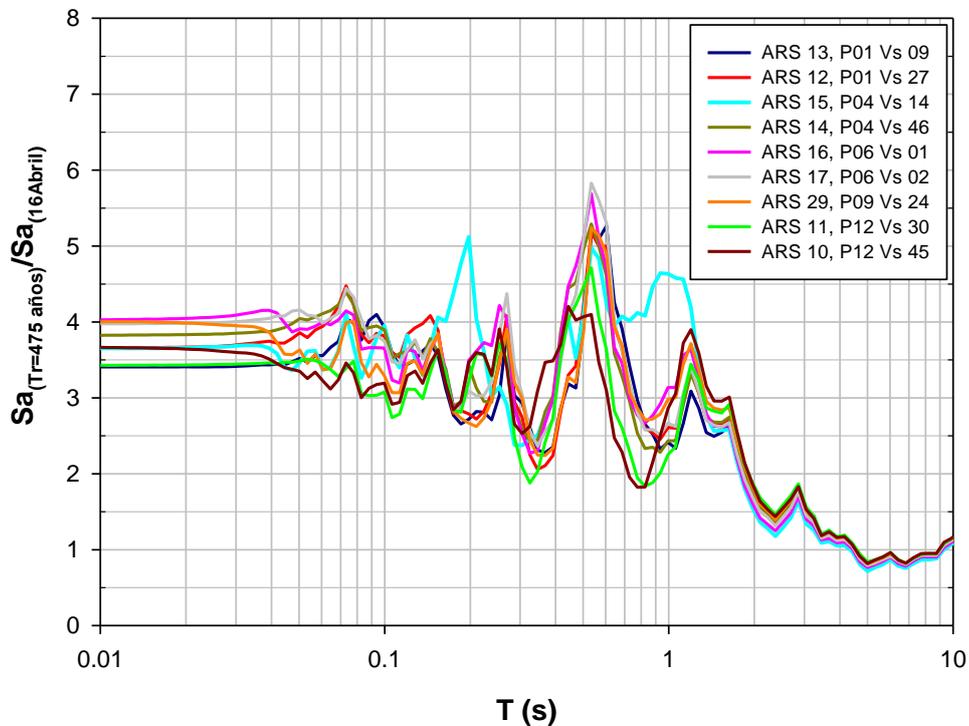


Figura 10.67 Espectro de relación de aceleraciones elásticas entre el sismo de diseño ($T_r = 475$ años) para la zona de tipo de suelo D-2 y el sismo del 16 de abril del 2016

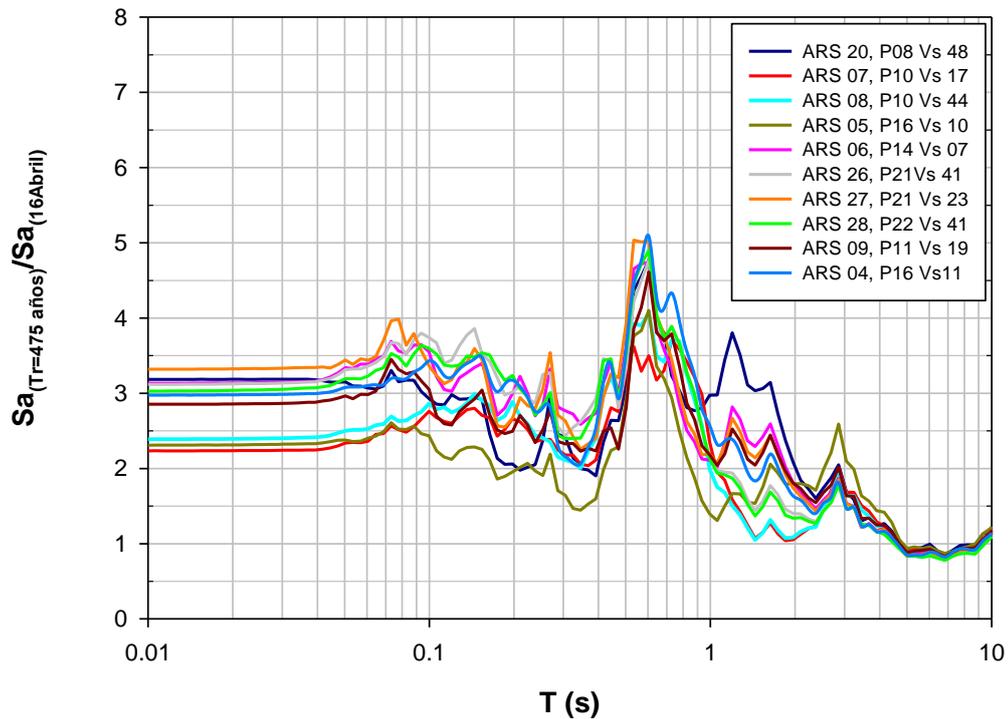


Figura 10.68 Espectro de relación de aceleraciones elásticas entre el sismo de diseño ($T_r = 475$ años) para la zona de tipo de suelo E y el sismo del 16 de abril del 2016

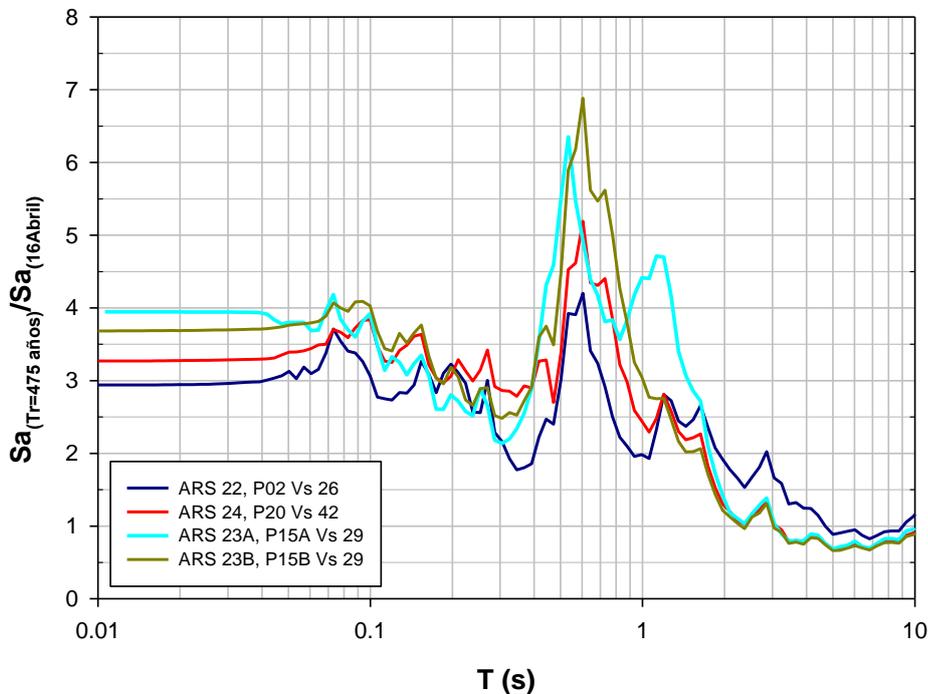


Figura 10.69 Espectro de relación de aceleraciones elásticas entre el sismo de diseño ($T_r = 475$ años) para la zona de tipo de suelo F-1 y el sismo del 16 de abril del 2016

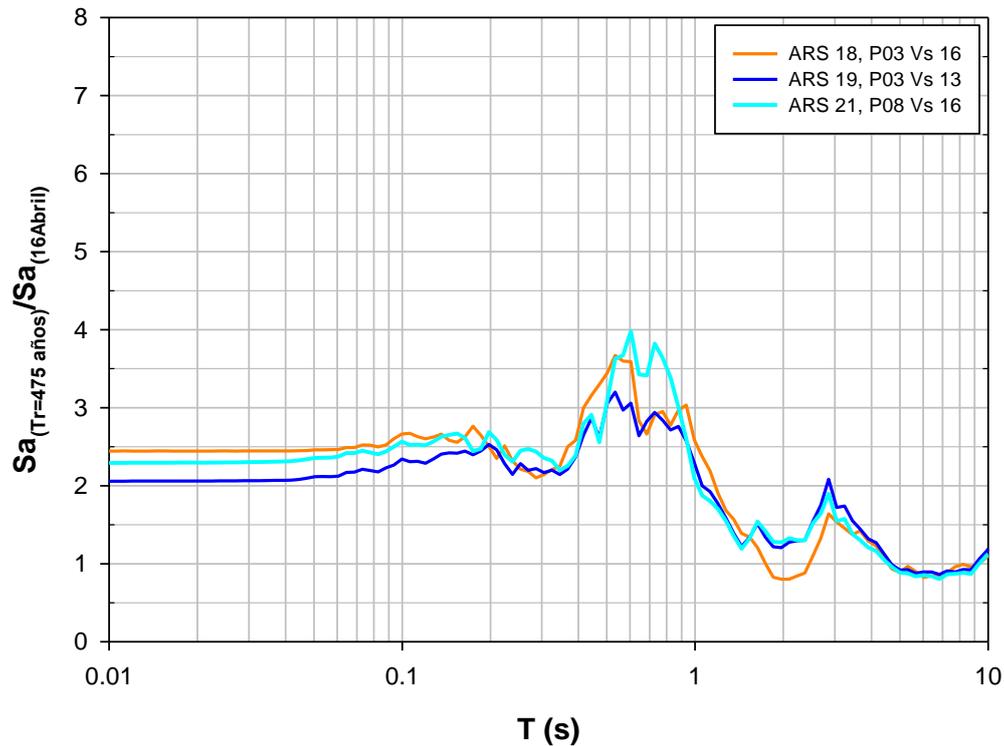


Figura 10.70 Espectro de relación de aceleraciones elásticas entre el sismo de diseño ($T_r = 475$ años) para la zona de tipo de suelo F-4 y el sismo del 16 de abril del 2016

Mediante esta evaluación se puede concluir que, en promedio en las diversas zonas, el factor de reducción de resistencia sísmica (R) con respecto al sismo del 16 de abril del 2016, varía significativamente en tres rangos de periodos bien definidos: entre 0 y 0.4 segundos, entre 0.4 y 1.4 segundos y entre 1.4 y 10 segundos. Donde en el rango de periodos entre 0 y 0.4 seg, el valor de $R_{16/04/2016}$ varía entre 1.5 y 5, para el rango de periodos entre 0.4 y 1.4 seg, el valor de $R_{16/04/2016}$ varía entre 2 y 8 y para el rango de periodos entre 1.4 y 10 seg, el valor de $R_{16/04/2016}$ varía entre 1 y 2. Por lo tanto, y en base a lo que se mencionó anteriormente se considera que el factor de reducción de resistencia sísmica (R) para periodos menores a 0.4 segundos, no debería ser superior a 5, para periodos entre 0.4 y 1.4 segundos, se debería discretizar el factor de reducción de resistencia sísmica (R) dependiendo de la zona geotécnica en la que se implantara la edificación, y por último, si se requiere diseñar una estructura con un periodo estructural mayor a 1.4 segundos (flexible) el desempeño de las estructuras es controlado por una demanda sísmica cercana al espectro del 16 de Abril mostrado en la Figura 10.64, lo que implica que dichas estructuras deberán diseñarse con un factor de reducción de resistencia sísmica (R) igual a 1 (rango elástico).

10.10.3 Procedimiento para obtener los espectros para la ciudad de Esmeraldas

Como resultado de la investigación que se explicó previamente que incluye: caracterización geotécnica, análisis de respuesta de sitio, análisis de licuación, análisis de la respuesta estructural, junto con las observaciones en las visitas de campo fue posible

obtener espectros de diseño característicos para cada Zona geotécnica. Estos espectros se han trazado de manera que la envolvente englobe la respuesta de cada uno de los análisis de respuesta de sitio en términos de esfuerzos totales para cada zona.

Para la Zona E y F-4 el espectro se amplió con el espectro de respuesta del sismo del 16 de Abril que generó amplificación en periodos largos. Se trazó una envolvente con el espectro de respuesta elástica de aceleración en campo libre para el 5% de amortiguamiento estructural suavizado, que corresponde al espectro de diseño (periodo de retorno de 475 años). Dicho espectro fue dividido para la frecuencia angular al cuadrado, con la finalidad de obtener espectros de desplazamientos elásticos de diseño.

10.10.4 Espectros Propuestos para la Ciudad de Esmeraldas

Siguiendo el proceso mencionado anteriormente, es la Figura 10.71 y Figura 10.72 se presentan los espectros de respuesta elásticos de aceleración y desplazamiento en campo libre para el 5% de amortiguamiento estructural para las zonas geotécnicas para el periodo de retorno de 475 años.

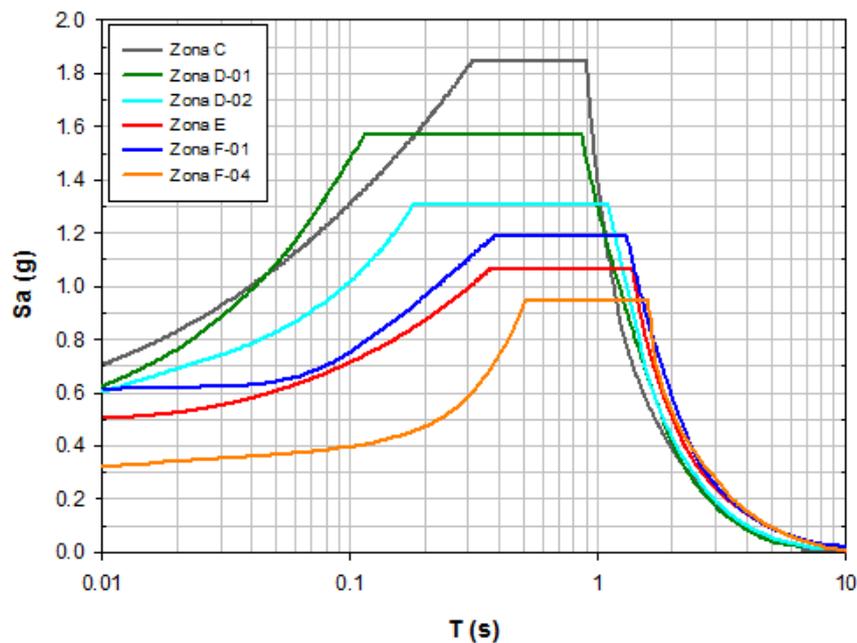


Figura 10.71 Espectros suavizados de aceleración en término de esfuerzos totales

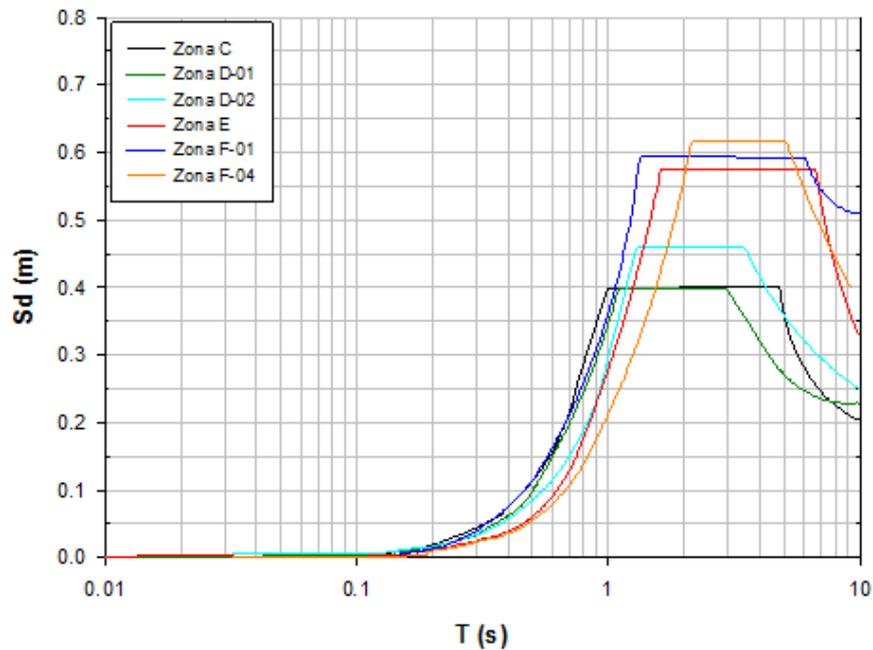


Figura 10.72 Espectros suavizados de desplazamiento en términos de esfuerzos totales

Adicionalmente, se desarrolló un mapa de riesgo sísmico y geotécnico, en el que se incluyen la zona de licuación, zona de deslizamientos y la aceleración máxima superficial esperada para el sismo de diseño (10% de probabilidad de excedencia en 50 años) en términos de esfuerzos totales. Este mapa se presenta en la Figura 10. 73.

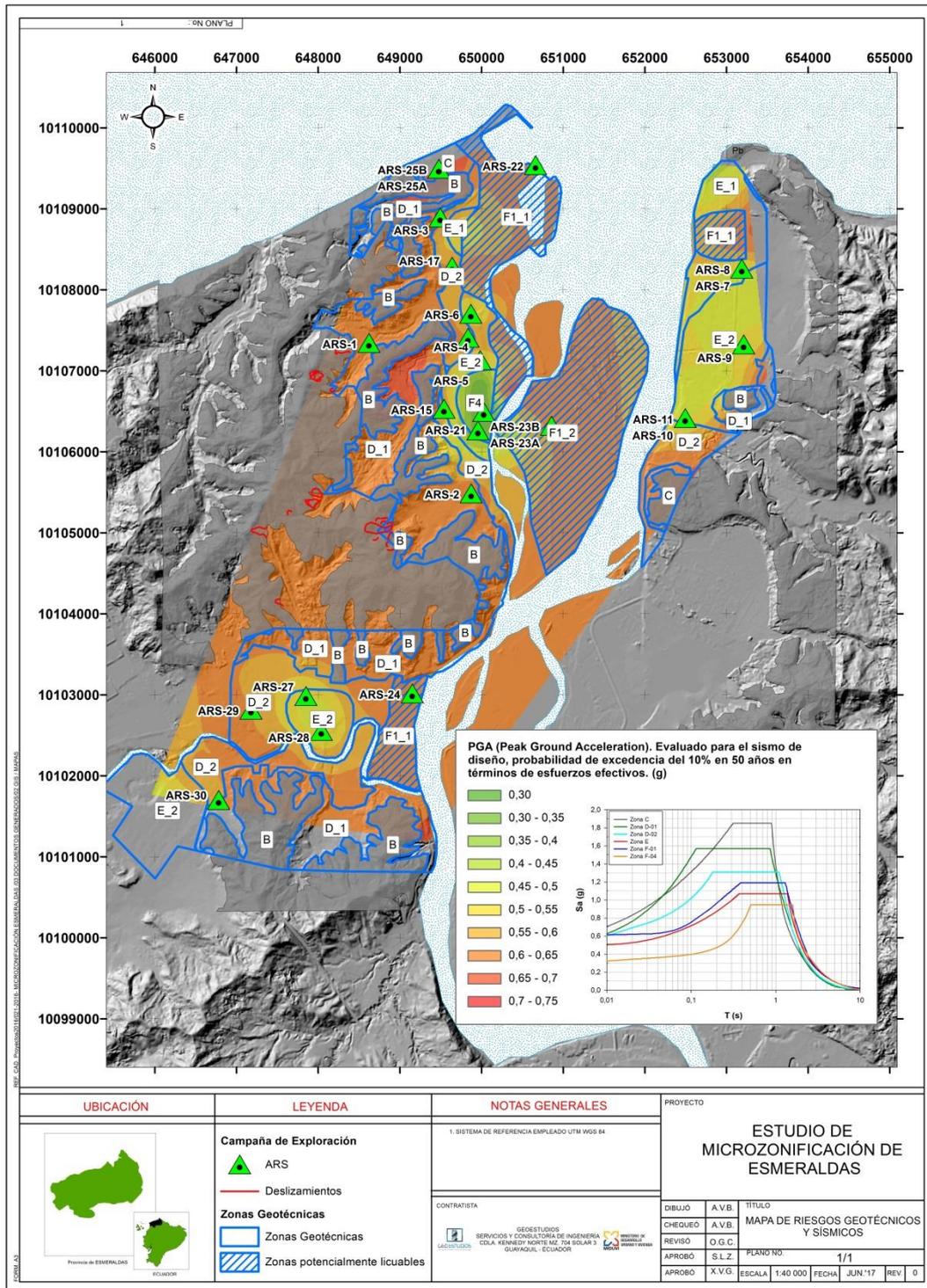


Figura 10. 73 Mapa de riesgo geotécnico y sísmico, incluye zonas de licuación, deslizamiento y curvas de aceleración máxima superficial

10.10.5 Recomendaciones

- En la Zona geotécnica D-1 (zona de los cerros), debe consultarse en forma complementaria el riesgo de deslizamientos. Además, deben realizarse estudios particulares de amplificación local y estabilidad para la construcción de obras.
- En la Zona F1 deben evaluarse el potencial de licuefacción y efectos post-licuación en las estructuras.
- Para las zonas de periodos mayores que 2.0 seg y que correspondan a estructuras especiales deben realizarse estudios de respuesta locales para determinar la forma del espectro de diseño en este rango de periodos.
- En todos los límites de las Zonas debe establecerse una franja de transición de unos 500 m a cada lado. En estas zonas de transición se debe tomar la aceleración de diseño más exigente que resulte de los espectros de diseño de las zonas adyacentes.
- En caso de utilizar fuerzas de diseño menores a las que resultan de la utilización de los espectros de diseño recomendados en este capítulo, deberán realizarse análisis de respuesta de sitio específicos para el sitio de estudio.

10.11 REFERENCIAS

- Abrahamson N, Gregor N, Addo K. (2016) BC hydro ground motion prediction equations for subduction earthquakes Earthquake Spectra; 32:23–44.
- Abrahamson NA, Silva WJ, Kamai R. (2014). Summary of the ASK14 ground motion relation for active crustal regions. Earthquake Spectra;30:1025–55.
- ASTM D1586-11, Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011, www.astm.org
- ASTM D2166-16, Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016, www.astm.org
- ASTM D2216-10, Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2010, www.astm.org
- ASTM D2573-15, Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Saturated Fine-Grained Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011, www.astm.org
- ASTM D422-63, Standard Test Methods for Particle-Size Analysis of Soil, ASTM International, West Conshohocken, PA, www.astm.org
- ASTM D4318-05, Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2005, www.astm.org
- ASTM D5311-13, Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2013, www.astm.org
- ASTM D5778-12, Standard Test Methods for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, www.astm.org
- ASTM D854-02, Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2002, www.astm.org
- ASTM International. (2010). ASTM D2216 - 10. Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM International. (2010). ASTM D4318 - 10. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils. West Conshohocken, PA: ASTM International.

- ASTM International. (2011). ASTM D1586 - 11. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. West Conshohocken: ASTM International.
- ASTM International. (2016). ASTM D3441 - 16. Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Testing of Soils. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM International. (2016). ASTM D422-63. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils (Withdrawn 2016). West Conshohocken, PA: ASTM International.
- Baligh, M. M., & Levadoux, J. N. (1986). Consolidation after undrained piezocone penetration. II: Interpretation. *Journal of geotechnical engineering*, 112(7), 727-745.
- Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays. *Proceedings, Eighth International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow*, 3 111-159.
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2014). CPT and SPT based liquefaction triggering procedures. University of California, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, Davis, CA.
- Bray, J. D., & Sancio, R. B. (9 de 2006). Assessment of the Liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(9), 1165-1177. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2006)132:9(1165)
- Brown, T., y Hettiarachchi H. (2008) "Use of SPT Blow Counts to Estimate Shear Strength Properties of Soils: Energy Balance Approach.". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135, No. 6
- Carreño, E., Bravo, B., Suarez, A. y Tordesillas J. M. (1999). Registro y Tratamiento de Acelerogramas. (11), 81-111.
- Chlieh M., Mothes P.A., Nocquet J.-M., Jarrin P., Charvis P., Cisneros D., Font Y., Collot J.-Y., Villegas-Lanza J.-C., Rolandone F., Vallée M., Regnier M., Segovia M., Martin X., Yepes H. (2014). Distribution of discrete seismic asperities and aseismic slip along the Ecuadorian megathrust. *Earth Planet. Sci. Lett.* 400, 292_301
- Chunga K. (2010). Shallow crustal earthquakes and seismic zonation for Ecuador through the integration of geological, seismological and morphostructural data. University of Insubria. Ph.D. Thesis, p. 165. (Italian version).
- Darendeli, B. M. (2001) "Developpe of a new family of normalize modulus reduction and material damping curves" Ph. D. Dissertation, Univ. of Texas at Austin., 362 p.
- Dickenson, S (1994). *Dynamic response of soft and deep cohesive soils during the Loma Prieta Earthquake of October 17, 1989*. Doctoral Dissertation, University of California Berkeley.
- Dumont J.F., Santana, E., Valdez F., Tihay J.P., Usselman P., Iturralde D., Navarrete E. (2006). Fan beheading and drainage diversion as evidence of a 3200-2800 BP earthquake event in the Esmeraldas-Tumaco seismic zone: A case study for the

- effects of great subduction earthquakes. *Geomorphology* 74, 100– 123. doi:10.1016/j.geomorph.2005.07.011
- Eguez A., Alvarado, A., Yepes, H., Machette, M.N., Costa, C.H., Dart, R.L., and Bradley, L.-A. (2003). Database and map of Quaternary faults and folds of Ecuador and its offshore regions: U.S. Geological Survey Open-File Report 03-289.
- Gallegos, M. F. y Saragoni G. R. (2016). Analysis of strong-motion accelerograph records of the 16 april 2016 Mw 7.8 Muisne, Ecuador earthquake. 16th World Conference on Earthquake Engineering. Santiago Chile.
- GEOESTUDIOS. (2016). Estudio de microzonificación sísmica y geotécnica de la ciudad de Esmeraldas según la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015. Guayaquil: GEOESTUDIOS.
- González de Vallejo, L.I., Ferrer, M., (1999). *MANUAL DE CAMPO PARA LA DESCRIPCIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS EN AFLORAMIENTOS*. Instituto Geológico y Minero de España, 132 pp
- Green, R., Lee, J, Cameron, W. and Arenas, A. (2011). Evaluation of various definitions of characteristic period of earthquake ground motions. Fifth International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago, Chile, paper No. EOFGR.
- Green, R., Lee, J, Cameron, W. y Arenas, A. (2011). Evaluation of various definitions of characteristic period of earthquake ground motions. *Fifth International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago, Chile*, paper No. EOFGR.
- Hayes, G.P., Wald, D.J., Johnson, R.L. (2012). Slab1.0: a three-dimensional model of global subduction zone geometries. *J. Geophys. Res. Solid Earth* 117, B01302 (2012).
- Hoek, E., & Diederichs, M. S. (2006). *EMPIRICAL ESTIMATION OF ROCK MASS MODULUS*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), 203–215. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2005.06.005>
- Hoek, E., Brown, E.T., (1997) *PRACTICAL ESTIMATES OF ROCK MASS STRENGTH*. *Int. Jr. Rock Mech. And Min. Sci*, Pergamon, 34, 8, 1165-1186.
- Hoek, E., Carranza-Torres, B., & Corkum, B. (2002). *EL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK-BROWN*, (1), 1–8.
- Holzer, T. L., Bennett, M. J., Noce, T. E., Padovani, A. C., & Tinsley, J. C. (8 de 2006). Liquefaction hazard mapping with LPI in the greater Oakland, California, area. *Earthquake Spectra*, 22(3), 693-708. doi:10.1193/1.2218591
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Oakland, CA: Earthquake Engineering Research Institute (EERI). doi:ISBN #978-1-932884-36-4
- Instituto Geofísico at the Escuela Politécnica Nacional, IG-EPN, 2016a. Acelerógrafos, Publicado en Instrumentación, igepn.edu.ec/acelerografos

- Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. En A. Balkema, Proceedings of the eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Vol. 4, págs. 321-376). San Francisco, CA: A A Balkema Publishers.
- Iwasaki, T., Tokida, K., Tatsuko, F., & Yasuda, S. (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. En Proceedings of 2nd International Conference on Microzonation (págs. 885–896). San Francisco.
- Jordá Bordehore, L., Tomás Jover, R., Rodríguez Arlandi, M., & Fernández Abellán, A. (2016). *MANUAL DE ESTACIONES GEOMECAÑICAS Y DESCRIPCIÓN DE MACIZOS ROCOSOS EN AFLORAMIENTOS*. (L. González de Vallejo, Ed.). Madrid: E.T.S.I. Minas y Energía (UPM).
- Juang, C. H., Yuan, H., Li, D. K., Yang, S. H., & Christopher, R. A. (7 de 2005). Estimating severity of liquefaction-induced damage near foundation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(5), 403-411. doi:10.1016/j.soildyn.2004.11.001
- Kaklamanos, J., B. A. Bradley, E. M. Thompson and L. G. Baise (2013). "Critical parameters affecting bias and variability in site response analyses using KiK-net downhole array data." *Bulletin of the Seismological Society of America* 103(3).
- Kanai, K. and Tanaka T. (1961). On microtremors. VIII. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo University*, 39, 97- 114.
- Kanamori, H. and McNally, K. (1982). Variable rupture mode of the subduction zone along the Ecuador-Colombia coast. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 72, 1241_1253.
- Koutsoftas, D, Fottt,R. and Handfelt, L (1987). Geotechnical investigations offshore Hong Kong. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(2), 87-105.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Upper Saddle River, NJ: Prentice-Hall.
- Ladd, C.C. and Fottt, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 100(GT7), 763-786.
- Lambe, T. W. & Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. New York: Wiley.
- Luna, R., & Frost, J. D. (1 de 1998). Spatial Liquefaction analysis system. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 12(1), 48-56. doi:10.1061/(asce)0887-3801(1998)12:1(48)
- Mayne, P and Holtz,R (1988). Profiling stress history from piezocone soundings. *Soil and Foundations*, 28(1), 16-28.
- Menq, F.Y. (2003). Dynamic properties of sandy and gravelly soils. Ph.D. Dissertation, The University of Texas at Austin, 390 pgs.
- Migeon, S., Garibaldi, C., Ratzov, G., Schmidt, S., Collot, J.-Y., Zaragosi, S., Texier, L., (2016). Earthquake-triggered deposits in the subduction trench of the North

- Ecuador/South Colombia margin and their implication for paleoseismology, *Marine Geology* (2016), doi: 10.1016/j.margeo.2016.09.008
- Ministerio de Desarrollo Urbano Vivienda C. Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC-SE-DS Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente 2014:1–139. doi:10.1017/CBO9781107415324.004.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Miranda, E., & Akkar, S. D. (2006). Generalized interstory drift spectrum. *Journal of Structural Engineering*, 132(6), 840-852.
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of surface using microtremor on the ground surface. *Quarterly Report of Railway Technical Institute*, 30(1), 25-30.
- National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine. (2016). State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Its Consequences.
- NEC (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI)-Cámara de la Industria de la Construcción de Quito (CAMICON).
- Nocquet J.-M., Jarrin P., Vallée M. et al. (2016). Supercycle at the Ecuadorian subduction zone revealed after the 2016 Pedernales earthquake. *Nature Geoscience* 10, 145-149. doi:10.1038/ngeo2864
- Nocquet, J.-M., Villegas-Lanza J.-C., Chlieh M., Mothes P.A., Rolandone F., Jarrin P., Cisneros D., Alvarado A., Audin L., Bondoux F., Martin X., Font Y., Regnier M., Vallée M., Tran T., Beauval C., Maguiña Mendoza J.M., Martinez W., Tavera H., Yepes H. (2014). Motion of continental slivers and creeping subduction in the northern Andes. *Nat. Geosci.* 7, 287_292.
- Omori, F. (1908). On microtremors. *Bulletin of the Imperial Earthquake Investigation Committee*, 2(1), 1-6.
- Ordóñez, J. (s.f.). JLIq SPT.
- Pestana, J. (1994). *A unified constitutive model for clays and sands*. Sc.D Dissertation. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.
- Rathje, E.M., Faraj, F., Russell, S. and Bray, J.D. (2004). Empirical relationships for frequency content parameters of earthquake ground motions. *Earthquake Spectra*, 20(1), 119-144.
- Ratzov G, Sosson M, Collot JY, Migeon S (2012) Late quaternary geomorphologic evolution of submarine canyons as a marker of active deformation on convergent margins: the example of the South Colombian margin. *Mar Geol* 315–318:77–97
- Reyes P, Michaud F., (2012) Mapa Geologico de la Margen Costera Ecuatoriana (1500000). EPPetroEcuador-IRD (eds), Quito, Ecuador

- Robertson, P. K. (6 de 2010). Evaluation of flow Liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(6), 842-853. doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000286
- Robertson, P., & Wride, C. (1997). Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT. Final Contribution to the Proceedings of the 1996 NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance (págs. 41-88). Salt Lake City, Utah: National Center for Earthquake Engineering Research.
- Robertson, P., & Wride, C. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442-459. doi:10.1139/cgj-35-3-442
- Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B. (1972). "SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites." Report No. UCB/EERC-72/12, Earthquake Engineering Research Center, University of California., Berkeley, CA.
- Schnabel, P.B. (1973). Effects of local geology and distance from source on earthquake ground motions. Ph.D. Dissertation, University of California., Berkeley.
- Seed, B. H., & Idriss, I. M. (1982). Ground motions and soil Liquefaction during earthquakes. Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Institute.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (9 de 1971). Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97, 1249-1273.
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., & Chung, R. M. (12 de 1985). Influence of SPT procedures in soil Liquefaction resistance evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(12), 1425-1445. doi:10.1061/(asce)0733-9410(1985)111:12(1425)
- Seed, H.B., Woodward, R.J. and Lundgren, R. (1964). Clay mineralogical aspects of the Atterberg Limits. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 90 (SM4), 107-129.
- Seht, M.I. and Wohlenberg, J. (1999). Microtremor measurements used to map thickness of soft sediment. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 89(1), 250-259.
- Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Géotechnique*, 36(3), 425-447. doi:10.1680/geot.1986.36.3.425
- Skempton, A.W. (1953) The colloidal activity of clays. *Proceedings of the Third International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Switzerland*, 1, 57-59.
- Sladen, J. A., D'Hollander, R. D., & Krahn, J. (11 de 1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4), 564-578. doi:10.1139/t85-076

- Sonmez, H. (10 de 2003). Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, turkey). *Environmental Geology*, 44(7), 862-871. doi:10.1007/s00254-003-0831-0
- Tavenas, F. and Leroueil, S (1979). Clay behavior and the selection of design parameters. *Proceedings of the Seventh European Conference on Soil Mechanics, Brighton*, 1, 281-291.
- Tolga, T. D. (2014). Overburden Stress Normalization and Rod Length Corrections for the Standard Penetration Test. Berkeley: UC Berkeley Electronic Theses and Dissertations.
- Toprak, S., & Holzer, T. L. (4 de 2003). Liquefaction potential index: Field assessment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(4), 315-322. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2003)129:4(315)
- Ulusay, R., & Kuru, T. (5 de 2004). 1998 Adana-Ceyhan (turkey) earthquake and a preliminary Microzonation based on Liquefaction potential for Ceyhan town. *Natural Hazards*, 32(1), 59-88. doi:10.1023/b:nhaz.0000026790.71304.32
- van Ballegooy, S., Malan, P., Lacrosse, V., Jacka, M. E., Cubrinovski, M., Bray, J. D., . . . Cowan, H. (2 de 2014). Assessment of Liquefaction-Induced land damage for residential Christchurch. *Earthquake Spectra*, 30(1), 31-55. doi:10.1193/031813eqs070m
- Vera-Grunauer, X., (2014). Seismic Response of a Soft, High Plasticity, Diatomaceous Naturally Cemented Clay Deposit, Doctoral Dissertation, University of California, Berkeley.
- Vera-Grunauer, X., Kayen, R., Tandazo Ortega, E., Ramírez Calderón, J., and Vera Grunauer, J.G. (2005). Investigación y estudio del comportamiento dinámico del subsuelo y microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil. *Estudio Geotécnico Fase I y II*. Guayaquil: M.I. Municipalidad de Guayaquil, versión final.
- Wesnousky (2008). Displacement and geometrical characteristics of earthquake surface ruptures: issues and implications for seismic-hazard analysis and the process of earthquake rupture. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 98, No. 4, pp. 1609-1632, doi: 10.1785/0120070111.
- Ye, L. Kanamori H., Avouac J.-P., Li L., Fai Cheung K., Lay T. (2016) The 16 April 2016, Mw 7.8 (Ms 7.5) Ecuador earthquake: a quasi-repeat of the 1942 Ms 7.5 earthquake and partial re-rupture of the 1906 Ms 8.6 Colombia_Ecuador earthquake. *Earth Planet. Sci. Lett.* 454, 248_258
- Yepes, H., Audin, L., Alvarado, A., Beauval, C., Aguilar, J., Font, Y., Cotton, F. (2016): A new view for the geodynamics of Ecuador: implication in seismogenic sources definition and seismic hazard assessment. - *Tectonics*, 35, 5, pp. 1249—1279.
- Yoshimoto M. Kumagai H., Acero W., Ponce G., Vasconez F., Arrais S., Ruiz M., Alvarado A., Pedraza Garcia P., Dionicio V., Chamorro O, Maeda Y., Nakano M. (2017).

Depth-dependent rupture mode along the Ecuador-Colombia subduction zone. Geophysical Research Letters. 44, 2203-2210. Doi: 10.1002/2016GL071929

Youd, T. L., & Idriss, I. M. (4 de 2001). Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of Liquefaction resistance of soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(4), 297-313. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2001)127:4(297)