

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA
TIERRA

**EVALUACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE LOS
DEPÓSITOS DE SUELO UBICADOS EN LA LLANURA
ALUVIAL Y EN EL COMPLEJO DELTAICO ESTUARINO DE
GUAYAQUIL (ECU), Y SECTORES ADYACENTES DE DAULE,
SAMBORONDÓN Y DURÁN, MEDIANTE ENSAYOS IN SITU
CPTU**

Trabajo de titulación previo a la obtención del Título de Magíster en Geotecnia

Presentado por: **Josué Paredes Mejía**

Guayaquil - Ecuador

2020

AGRADECIMIENTOS

En la ingeniería geotécnica y en casi toda rama del saber, del valioso empirismo surgen siempre profundas reflexiones, así como conspicuas, agudas e innovadoras ideas; y esta tesis es evidencia de ello. Sin el significativo aporte de Fernando Illingworth, los sondeos y ensayos realizados por cortesía de Subterra-Tecnac y Geosísmica, y la atenta colaboración de otras empresas geotécnicas y constructoras de Guayaquil, los análisis presentados en este documento no habrían sido posibles, por lo que mi expreso y profundo agradecimiento va dirigido hacia ellos.

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

Paola Leonor Romero Crespo
DECANO O DELEGADO

Roberto Luque Nuques
TUTOR DE PROYECTO DE
TITULACIÓN

Davide Besenzon Venegas
EVALUADOR DE PROYECTO
DE TITULACIÓN

DECLARACIÓN EXPRESA

Los derechos de titularidad y explotación me corresponden conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; además, doy mi consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y el uso público de la producción intelectual.

Josué Paredes Mejía

RESUMEN

La llanura aluvial y el complejo deltaico estuarino de Guayaquil presentan características geológicas y geotécnicas diversas. Circundante a las planicies de la ciudad, se erigen accidentes orográficos que incluso propician la existencia de suelos coluviales hacia el norte y oeste. Por otro lado, los suelos son masas heterogéneas que pueden evidenciar cambios en su comportamiento en función de los componentes de su microestructura, y en los suelos de Guayaquil se ha documentado previamente la presencia de estructuras amorfas, tales como microfósiles diatomáceos y compuestos minerales de pirita. Estudios anteriores han evaluado para la zona deltaico estuarina, el efecto de estos elementos en las propiedades estáticas y dinámicas de los suelos.

Como parte del presente trabajo, se pretende caracterizar la variabilidad de los parámetros geotécnicos de las zonas aluviales y deltaico estuarinas de Guayaquil, pero también se ha extendido el alcance a algunos sectores adyacentes de los cantones circunvecinos de Daule, Samborondón y Durán. Se ha recopilado una extensa base de datos constituida por 1289 sondeos, proporcionados por varias consultoras de la ciudad, como fruto del trabajo geotécnico realizado en las últimas décadas, pero con énfasis en información relativamente reciente.

Desde el año 2012, en Guayaquil se ha intensificado el uso de técnicas de exploración *in situ* como parte de la investigación geotécnica, especialmente a través de sondeos CPTu, ensayo estandarizado y automatizado que permite recabar información de manera más eficiente y rápida que en los procesos convencionales de perforación. Por lo tanto, en menos de 8 años se ha recopilado en Guayaquil y alrededores una base de datos de aproximadamente 500 CPTu, la mayoría de los cuales han sido empleados en el presente trabajo para caracterizar el comportamiento del suelo, haciendo uso de una metodología planteada por Robertson para inferir la respuesta geotécnica ante sollicitaciones de drenaje y esfuerzos cortantes.

Con la base de datos recopilada se persigue complementar los análisis de caracterización geotécnica realizados en los estudios previos, y también contrastar en algunos casos el comportamiento y las propiedades de resistencia del suelo, principalmente entre los dominios aluvial y estuarino. En algunas secciones también se comparará o incluso asociará el comportamiento de sectores cercanos a Guayaquil, con zonas dentro de la ciudad actualmente documentadas, según sus características estratigráficas, su respuesta a ciertos niveles de demanda sísmica, su microestructura, etc.

La metodología de investigación del trabajo de campo, el procedimiento de recopilación de la información previa, y de los análisis estratigráficos y geotécnicos simplificados, ha sido detallada en el capítulo 3. Se han realizado 32 sondeos CPTu como parte de este trabajo, aunque 31 han sido incluidos en la base de datos y los análisis; también se han medido 19 veletas de campo en 3 diferentes sitios de la ciudad, y se ha medido 1 perfil de velocidad de onda de corte (v_s) con un ensayo *downhole*, para complementar la información existente. Adicional a estos trabajos, se han obtenido 13 muestras de suelo distribuidas a lo largo de Guayaquil, Durán y Samborondón, con el fin de evaluar la

composición y microestructura de suelos finos arcillosos y limosos, especialmente relativo a su contenido de diatomeas y piritas.

Para los 1289 sondeos analizados y ubicados en la base de datos, se ha realizado en la sección 4.1. una clasificación preliminar geotécnica y sísmica basada en la NEC 2015, y se ha estimado cualitativamente un espesor de suelos blandos, para generar un mapa preliminar de isoestratos (sección 4.3). En 464 perfiles de estudio, se ha analizado la estratigrafía, las propiedades de resistencia al corte y la susceptibilidad a licuación, registrando los resultados en la base de datos (secciones 4.5 y 4.6). Toda esta información ha sido procesada mediante técnicas de interpolación y presentada en mapas que, junto a un conocimiento geológico y geotécnico local, pueden permitir al lector -sea este un consultor geotécnico o ingeniero civil en general- abstraer una idea general de las condiciones del suelo en el sector.

También se ha hecho uso de otros ensayos in situ recabados en la base de datos, tales como la medición de veletas y medición de v_s downhole durante el CPT, con el fin de evaluar la capacidad predictiva de las estimaciones de Robertson, que han sido las empleadas en la caracterización realizada. En el capítulo 4.4. se presentan los resultados de estos análisis.

Finalmente, en la sección 4.7., se han analizado los resultados obtenidos mediante ensayos SEM y XRD en las 13 muestras recopiladas en diferentes sectores, con el fin de contextualizarlos con el estado del conocimiento actual de los suelos locales. Se ha relacionado la sensibilidad medida con la presencia de microestructuras amorfas y los posibles efectos de cementación y modificación de la respuesta dinámica.

La Geotecnia es una rama de la ingeniería en la que predomina el empirismo, y es solamente con esa experiencia y la implementación de extensa investigación, que se puede llegar a conclusiones lógicas y consonantes con los requerimientos técnicos y procedimientos constructivos. Sin embargo, constituye un desafío equilibrar esa necesidad investigativa con la disponibilidad económica, y en esta tesis se pretenden establecer algunas conclusiones guiadoras del estado de la práctica geotécnica local, con el uso de herramientas in situ como el CPT, para contribuir con ese caudal necesario de información exploratoria.

,

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	i
TRIBUNAL DE GRADUACIÓN	ii
DECLARACIÓN EXPRESA	iii
RESUMEN	iv
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xv
1. Introducción	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Objetivo general.....	4
1.3. Objetivos específicos.....	4
2. Revisión de literatura	6
2.1. Interpretación estratigráfica y geotécnica a partir del CPTu	6
2.1.1. Estado in situ del suelo y parámetros de resistencia en suelos finos	9
2.1.2. Estado in situ del suelo y parámetros de resistencia en suelos granulares	10
2.2. Métodos de interpolación	11
3. Metodología	13
3.1. Investigación in situ y procesamiento de datos	14
3.2. Estructuración de base de datos	18
3.3. Metodología de análisis de propiedades geotécnicas.....	26
3.3.1. Mapa de iso-estratos rígidos.....	28
3.3.2. Procesamiento de resultados de ensayos SCPTu.....	28
3.4. Metodología de análisis geotécnicos simplificados.....	30
3.4.1. Análisis de licuación y mapeo de resultados	30
3.4.2. Análisis de hincabilidad y capacidad de carga por métodos dinámicos ...	32
3.5. Ensayos de laboratorio: clasificación física de muestras, consolidación, y análisis SEM-XRD	35
4. Resultados y análisis	38
4.1. Análisis estadístico de la base de datos	39

4.1.1.	Características generales de la base de datos	40
4.1.2.	Clasificación geotécnica preliminar	44
4.1.3.	Densidad espacial de información	53
4.2.	Caracterización geotécnica por macro-sectores	62
4.2.1.	Criterios generales considerados	62
4.2.2.	Sector Batallón del Suburbio	64
4.2.3.	Sector Sur Guasmo-Fertisa	76
4.2.4.	Sector Nor-Este Terminal-Pascuales	87
4.2.5.	Comentarios adicionales y características generales de sectores no descritos	98
4.3.	Análisis de mapa de iso-estratos rígidos	101
4.3.1.	Análisis comparativo con información previa	106
4.3.2.	Limitaciones de los mapas presentados	110
4.4.	Análisis comparativo entre mediciones y estimaciones in situ de parámetros geotécnicos	113
4.4.1.	Comparación entre mediciones y estimaciones de s_u in situ y ensayos de laboratorio	114
4.4.2.	Análisis comparativo entre valores medidos y estimados de v_s	124
4.5.	Variabilidad espacial de estratigrafía y propiedades geotécnicas	131
4.5.1.	Vistazo general de la variación estratigráfica	132
4.5.2.	Análisis de depósitos superficiales en zonas aluviales y estuarinas	133
4.5.3.	Variabilidad de la consistencia en depósitos arcillosos D3	134
4.5.4.	Descripción de zonas con comportamiento arenoso	140
4.5.5.	Aspectos relevantes de otros sectores analizados	141
4.5.6.	Limitaciones de la descripción realizada	142
4.6.	Susceptibilidad a licuación	146
4.6.1.	Análisis comparativo entre los indicadores de riesgo y daño	151
4.6.2.	Análisis comparativo entre estimaciones de deformación	156
4.6.3.	Comentarios adicionales	158
4.7.	Análisis de propiedades geotécnicas y morfología de suelos arcillosos	159
4.7.1.	Análisis del contenido de diatomeas y piritas	162
4.7.2.	Contexto geotécnico	173

4.7.3. Efecto en la cementación, sensibilidad y respuesta dinámica	176
5. Conclusiones y Recomendaciones	184
Bibliografía	191
Apéndice	195

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. – Ubicación y características generales de los 31 CPTs realizados para este trabajo (cortesía de Subterra)	20
Tabla 3.2. – Distribución por zona geotécnica y características de los sondeos SCPTu empleados.....	29
Tabla 3.3. – Características de muestras obtenidas para ejecución de ensayos SEM y XRD..	36
Tabla 4.1.1. – Distribución de sondeos por zona geotécnica en base de datos actual y estudio de Microzonificación.....	49
Tabla 4.1.2. – Densidad de sondeos por área para cada zona geotécnica en base de datos actual y anterior estudio	51
Tabla 4.1.3. – Distribución de tipo de perfil estimado (NEC 2015) por zona geotécnica de estudio	51
Tabla 4.2.1. – Valores mínimos y máximos de parámetros geotécnicos de cada estrato para el promedio de CPTs considerados.....	69
Tabla 4.2.2. – Valores mínimos y máximos de parámetros geotécnicos de cada estrato para el promedio de CPTs considerados.....	80
Tabla 4.2.3. – Valores mínimos y máximos de parámetros geotécnicos de cada estrato para el promedio de CPTs considerados.....	83
Tabla 4.7.1. – Contenido de diatomeas y piritas observadas en imágenes SEM.....	162
Tabla 4.7.2. – Propiedades físicas y geotécnicas de estado y resistencia para las muestras analizadas.....	173

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. – Ubicación del área de estudio dentro del territorio ecuatoriano.....	3
Figura 2.1. - Regiones Fr-Qtn con diferente comportamiento geotécnico (Fuente: Robertson, 2012)	8
Figura 2.2. - Contornos de parámetros de estado (ψ) asociados a la gráfica Q_{tn} -Fr (Fuente: Robertson, 2012)	11
Figura 3.1. – Ejecución de disipación de presión de poros en CPT-11 (Sector Sauces)	15
Figura 3.2. – Medición downhole de v_s en CPT-34 (Calle Bolivia y Tungurahua).....	15
Figura 3.3. – Ejecución de CPT-44 (Sector Guasmo Libre)	16
Figura 3.4. – Medición de veletas de campo en CPT-VST-13 (Sector Samanes).....	17
Figura 3.5. – Base de datos inicial con ensayos CPTu de Subterra	18
Figura 3.6. – Base de datos extendida con 31 ensayos CPTu (color azul) realizados para esta tesis, con el fin de cubrir sectores con escasa información (cortesía de Subterra).....	19
Figura 3.7. – Ubicación de los 31 ensayos CPTu realizados para esta tesis.....	21
Figura 3.8. – Base de datos complementada con perforaciones de varias consultoras geotécnicas (1289 sondeos).....	22
Figura 3.9. – Superposición entre 1216 sondeos de la base de datos actual y 590 sondeos utilizados en estudio de Vera, 2014 (puntos amarillos con transparencia)	24
Figura 3.10. – Unificación en mapa de ArcGIS de 1235 sondeos de la base de datos actual y las perforaciones mecánicas utilizadas en la tesis de Vera, 2014	25
Figura 3.11. – Distribución de muestras obtenidas para ejecución de ensayos SEM y XRD ..	36
Figura 4.1.1. - Distribución por tipo de sondeos.....	40
Figura 4.1.2. – Fuente de sondeos	41
Figura 4.1.3. – Distribución de sondeos por años y lustros	42
Figura 4.1.4. – Histogramas de distribución de frecuencias de profundidad de sondeos.....	43
Figura 4.1.5. – Histogramas discretos del tipo de perfil geotécnico (NEC 2015) según el tipo de sondeo.....	44
Figura 4.1.6. – Clasificación preliminar de perfiles geotécnicos según NEC 2015 con etiqueta de colores.....	47
Figura 4.1.7. – Histogramas discretos de la zona geotécnica (Vera 2014) o el sector, según el tipo de sondeo ejecutado	48
Figura 4.1.8. – Análisis de densidad de núcleo de la base de datos actual	54

Figura 4.1.9. – Superposición de afloramientos rocosos (Benítez y Vera, 2006) con análisis de densidad de núcleo de la base de datos actual	55
Figura 4.1.10. – Análisis de densidad de núcleo de la base de datos actual excluyendo celdas con densidades entre 0 y 0.5	56
Figura 4.1.11. – Resultados de análisis ANN, base de datos actual.....	58
Figura 4.1.12. – Tendencia de distribución de datos de la base de datos actual	59
Figura 4.1.13. – Análisis de densidad de núcleo sin exclusión de celdas y con mapeo de afloramientos rocosos (izquierda); análisis de excluyendo densidades de 0 a 0.5 (derecha)	60
Figura 4.1.14. – Resultados de análisis ANN.....	61
Figura 4.2.1. – Implantación de 17 sondeos realizados en el Sector del Batallón (12 ejecutados para este trabajo con etiqueta roja)	64
Figura 4.2.2. – Superposición de mediciones y principales propiedades geotécnicas en todo el sector de análisis.....	66
Figura 4.2.3. – Superposición de mediciones y estratigrafía de sondeos con perfil tipo I	67
Figura 4.2.4. - Variación de c_{vh} estimado a partir de t_{50} medidos in situ	70
Figura 4.2.5. – Superposición de mediciones y estratigrafía de sondeos con perfil tipo II	71
Figura 4.2.6. – Variación con la profundidad de los valores c_{vh} medidos en el estrato de suelos transicionales-arcillosos.....	73
Figura 4.2.7. – Superposición de mediciones y estratigrafía de sondeos con perfil tipo III ...	74
Figura 4.2.8. – Variación con la profundidad de los valores c_{vh} medidos en los sondeos del perfil tipo III.....	75
Figura 4.2.9. – Implantación de 18 sondeos realizados en el Sector Guasmo-Fertisa (6 ejecutados para este trabajo con etiqueta roja)	77
Figura 4.2.10. – Superposición de mediciones y principales propiedades geotécnicas de perfiles tipo I del Sector Guasmo-Fertisa.....	78
Figura 4.2.11. – Variación de 10 mediciones C_{vh} realizadas en los perfiles tipo I.....	80
Figura 4.2.12. – Propiedades geotécnicas de perfiles tipo II Sector Guasmo-Fertisa.....	81
Figura 4.2.13. – Propiedades geotécnicas de perfiles tipo III Sector Guasmo-Fertisa.....	84
Figura 4.2.14. – Implantación de 13 sondeos realizados en el Sector Norte.....	87
Figura 4.2.15. – Propiedades geotécnicas de perfiles tipo I Sector Norte Terminal-Pascuales	90
Figura 4.2.16. – Variación de mediciones C_{vh} realizadas capas cohesivas de perfiles tipo I....	92
Figura 4.2.17. – Propiedades geotécnicas de perfiles tipo II Sector Norte Terminal-Pascuales	93

Figura 4.2.18. – Variación de mediciones C_{vh} realizadas en los perfiles tipo II.....	95
Figura 4.2.19. – Propiedades geotécnicas de perfiles tipo III Sector Norte Terminal-Pascuales	96
Figura 4.2.20. – Variación de mediciones C_{vh} realizadas en los perfiles tipo III.....	97
Figura 4.3.1. – Mapa de interpolación de estratos rígidos con técnica de diferencias finitas iterativas	102
Figura 4.3.2. – Mapa de interpolación de estratos rígidos con técnica con método geoestadístico de regresión	103
Figura 4.3.3. – Mapa de interpolación de estratos rígidos con técnica con método geoestadístico de regresión e implantación de afloramientos rocosos (Benítez y Vera, 2006)	104
Figura 4.3.4. – Iso-contornos de estratos rígidos obtenidos a partir de la interpolación con la técnica de diferencias finitas	107
Figura 4.3.5. – Superposición entre iso-contornos de estratos rígidos y mapa de zonificación geotécnica de Guayaquil (Vera, 2014).....	108
Figura 4.4.1. – Factor de corrección μ para s_u de veletas en función del IP (Fuente: Ladd, 1975)	115
Figura 4.4.2. – Análisis comparativo entre s_u estimado con CPT, medido con VST y medido en laboratorio	116
Figura 4.4.3. – Análisis comparativo entre s_u estimado con CPT y medido con VST	117
Figura 4.4.4. – Análisis comparativo entre s_u estimado con CPT y medido en laboratorio I.....	118
Figura 4.4.5. – Análisis comparativo entre s_u estimado con CPT y medido en laboratorio II	119
Figura 4.4.6. – Comparación entre s_u medido en laboratorio y s_u pico y remoldeado estimados con CPT	120
Figura 4.4.7. – Valores medidos de N_{kt} a partir de ensayos VST.....	122
Figura 4.4.8. – Sensitividad medida con ensayos VST en suelos aluviales y estuarinos.....	124
Figura 4.4.9. – Comparación entre valores de v_s medidos y estimados con CPT en función del I_c	126
Figura 4.4.10. – Comparación entre valores de v_s medidos y estimados con CPT, según la profundidad y el tipo de geo-material	127
Figura 4.4.11. – Cociente promedio entre valores medidos y estimados, y desviación estándar en el perfil considerado, según ecuaciones de Robertson y Vera.....	130
Figura 4.5.1. – Mapa de interpolación de estratigrafía promedio inferida de 0 a 5 m a partir de los sondeos CPTu, según I_c SBTn (técnica IDW)	136

Figura 4.5.2. – Mapa de interpolación de s_u estimada en promedio de 0 a 5 m a partir de los sondeos CPTu (técnica Topo to raster, TTR)	137
Figura 4.5.3. – Mapa de interpolación de estratigrafía promedio inferida de 5 a 10 m a partir de los sondeos CPTu, según I_c SBTn (técnica TTR)	138
Figura 4.5.4. – Mapa de interpolación de s_u estimada en promedio de 5 a 10 m a partir de los sondeos CPTu (técnica TTR)	139
Figura 4.5.5. – Mapa de interpolación de s_u estimada en promedio de 10 a 15 m a partir de los sondeos CPTu (técnica TTR)	144
Figura 4.5.6. – Mapa de interpolación de s_u estimada en promedio de 15 a 20 m a partir de los sondeos CPTu (técnica TTR)	145
Figura 4.6.1. – Variabilidad de LPI estimado a partir de 464 sondeos CPTu.....	149
Figura 4.6.2. – Variabilidad de LSN estimado a partir de 464 sondeos CPTu	150
Figura 4.6.3. – Estimación de asentamientos verticales post-licuación considerando los primeros 20 m del perfil	154
Figura 4.6.4. – Estimación de asentamientos verticales post-licuación considerando todo el perfil explorado.....	155
Figura 4.7.1. – Distribución geográfica cualitativa de piritas y diatomeas según muestras analizadas.....	161
Figura 4.7.2. –SEM-11 (Brisas de Procarsa, Durán): presencia de diatomeas y piritas	165
Figura 4.7.3. –SEM-4 (km 9 vía Durán-Tambo): presencia piritas y otras especies de diatomeas	165
Figura 4.7.4. – Imagen obtenida con microscopio electrónico de muestra SEM-1 (Kennedy Norte, D3): abundancia de diatomeas posiblemente del género Melosira, presencia baja de piritas framboidales	166
Figura 4.7.5. – SEM-2.1 (Barrio Cuba, Sur-este de Gye, D1): diatomeas centrales y fragmentos, presencia media de piritas framboidales y posiblemente microcristales de pirita	167
Figura 4.7.6. – SEM-5 (Sur-Av. 25 Julio, D2): presencia de diatomeas Paralia Sulcata y marinas de simetría radiada, se observan framboides de pirita inmersos en las valvas de un microfósil	168
Figura 4.7.7. – SEM-6 (Malecón 2000, D1): microfósiles de diversas especies de diatomeas, y remarcable presencia de piritas framboidales	169
Figura 4.7.8. –SEM-10 (La Chala, D3): varias especies de diatomeas, ausencia de piritas ...	170
Figura 4.7.9. –SEM-7 (Sauces, D4b): concentración relativamente baja de diatomeas en una muestra limosa, ausencia de piritas framboidales	171

Figura 4.7.10. –SEM-9 (PTAR Merinos, D4b): aparente ausencia de diatomeas y piritas framboidales en una muestra arcillosa.....	171
Figura 4.7.11. –SEM-8 (Sauces, D4c sur).....	172
Figura 4.7.12. –SEM-12 (Isla Mocolí): abundancia de varias especies de diatomeas identificadas previamente en muestras de Guayaquil, ausencia de piritas	172
Figura 4.7.13. – Variación entre límites de consistencia y humedad natural en relación al contenido estimado de diatomeas	174
Figura 4.7.14. – Variación entre C_c y w_L obtenida en muestras de Guayaquil, en contraste a la variación en suelos diatomáceos de Bogotá (Caicedo, 2018) y suelos sin diatomeas	175
Figura 4.7.15. – Espectro de aceleraciones en superficie al considerar cementación y al obviar el efecto para un sitio deltaico estuarino	183

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo I: Base de datos y mapas de interpolación

Anexo II: Registro de mediciones y propiedades geotécnicas de CPTs complementarios, perfiles de v_s

Anexo III: Caracterización geotécnica según tipo de perfiles por sector (overlay)

Anexo IV: Análisis de licuación con CPTs complementarios

Anexo V: Análisis de hincabilidad y capacidad de carga

Anexo VI: Fotografías SEM, resultados XRD, FTIR

Anexo VII: Registro fotográfico de ejecución de varios VST y CPTs

1. Introducción

1.1. Antecedentes

En los últimos años, en Guayaquil se han realizado estudios en los que se ha caracterizado y zonificado el tipo de comportamiento de los suelos, concatenando estas variables a las propiedades de los macro-dominios geológicos existentes. En el 2014, Vera presentó en su tesis doctoral un análisis exhaustivo de la respuesta dinámica de los depósitos de la arcilla blanda de Guayaquil, a partir de lo cual propuso una metodología simplificada de microzonificación sísmica para diferentes sectores de la ciudad porteña (Vera, 2014). En ese documento, se tomó como referencia la base geológica presentada por Benítez y Vera (2006), estableciendo como zonas geotécnicas, entre otras, la zona deltaico estuarina y la zona aluvial.

Algunos perfiles ubicados en la parte céntrica de la ciudad, correspondientes a la zona deltaico estuarina de Guayaquil, están conformados por potentes depósitos de suelos arcillosos de consistencia variable entre muy blanda y firme en los primeros 20 a 30 metros, bajo el cual subyacen mezclas limo arcillosas de entre 5 y 10 m con intercalaciones de arena medianamente densa. Esta descripción, basada en las perforaciones realizadas durante la fase exploratoria de la construcción del viaducto Machala, y posteriormente presentada en el estudio Geológico y de Microzonificación sísmica de Guayaquil (Benítez & Vera, 2006), corresponde a un perfil estratigráfico típico en varios sectores estuarinos de la ciudad.

Hacia el oeste de la ciudad, la influencia de los esteros propicia la existencia de potentes estratos de suelo arcilloso blando en profundidades incluso mayores a los 30 m, y en estos sitios se pueden evidenciar problemas estáticos y dinámicos en la respuesta del suelo según los niveles de demanda. Mediante otros estudios previos se ha determinado que el espesor del material sedimentario de este sector, generalmente tiene entre 50 y 120 m, por debajo de lo cual se detectan materiales más competentes, asimilables a rocas. Además, en las arcillas de la zona geotécnica deltaico estuarina se ha corroborado la presencia de diatomeas e indicios de cementación por pirita, lo cual reviste especial importancia en la respuesta dinámica de este sector (Vera, 2014).

Por otro lado, las zonas aluviales tienen un basamento rocoso más superficial, con profundidades medidas entre 40 y 65 m, según Benítez & Vera (2006). Además, no se ha corroborado la existencia de cementación por pirita en estos perfiles, lo que constituye la medular diferencia con respecto al sector estuarino, junto a los potenciales efectos en la respuesta del sitio ante sollicitaciones sísmicas idealizadas como emitidas desde el basamento rocoso (Vera, 2014). Este sector ha sido investigado en menor medida en los estudios previos, y preliminarmente se han identificado perfiles de suelos arenosos y transicionales, en muchos casos susceptibles a licuación.

Acorde a las características de los depósitos deltaico estuarinos y aluviales mencionados, la mayoría de los suelos de Guayaquil y sectores adyacentes en general, corresponden a perfiles tipo E y F, si se considera la nomenclatura propuesta por la Norma Ecuatoriana

de la Construcción (NEC). Los suelos tipo F, específicamente, presentan características geotécnicas peculiares, ya sea referentes a una alta sensibilidad de estratos muy compresibles, o a potentes espesores de suelos muy blandos y estratos susceptibles a licuación. Se puede apreciar por lo tanto la riqueza subyacente en la diversidad de propiedades geotécnicas evidenciadas en los suelos de Guayaquil, con intrincadas características que potencian la imperiosa necesidad de desarrollar análisis exhaustivos del comportamiento del suelo. En general, estos perfiles pueden generar problemas relevantes en la cimentación de las estructuras, si no se realiza un estudio geotécnico en el sitio.

La información estratigráfica y geotécnica descrita brevemente para suelos aluviales y estuarinos, fue extensamente analizada en la tesis doctoral de Vera (Vera, 2014) y presentada en un estudio de Microzonificación de Guayaquil en el 2015; además, el trabajo fue complementado en el 2019 mediante una actualización de la norma sísmica local. Cuando se haga referencia a los trabajos del 2014 y 2015 a lo largo de este documento, en algunos casos serán citados indistintamente, aunque se puntualiza que la Microzonificación es un trabajo derivado de la tesis doctoral de Vera.

El trabajo anteriormente citado fue desarrollado a partir de una base de datos de ensayos in situ que incluye al menos 590 perforaciones mecánicas con ensayo SPT, 445 ensayos sísmicos de refracción para estimación del período elástico, decenas de sondeos CPT, entre otros. Los ensayos de laboratorio incluyen X-Ray Diffraction, SEM, consolidación a deformación constante, ensayos dinámicos para determinación de curvas de módulo de degradación de corte y amortiguamiento con respecto a la deformación unitaria de corte, entre otros. Entre los análisis geotécnicos se realizaron los siguientes trabajos: procesamiento estadístico de los resultados recopilados en aproximadamente 5000 muestras, para zonificar geotécnicamente la ciudad; calibración de la arcilla de Guayaquil con modelos constitutivos avanzados; análisis de respuesta dinámica de sitio en cada zona geotécnica establecida, para finalmente proponer espectros de respuesta de aceleración y desplazamientos a un amortiguamiento del 5%.

Aunque el avance en la recopilación y análisis de información de Guayaquil ha sido preponderante en los últimos lustros, y ha sido evidenciado con trabajos como los ya mencionados, existen zonas de la ciudad en las que la cantidad de información disponible pudiera no ser tan extensa; y en algunos de estos sectores se presenta un incipiente proceso de expansión demográfica, que no siempre ha estado acompañado de la correspondiente investigación geotécnica, y ha propiciado el aumento de construcciones informales cimentadas en subestructuras que no necesariamente satisfacen los mínimos requerimientos técnicos.

Por otro lado, desde el año 2012 se ha incrementado notablemente el uso del ensayo de penetración con piezocono (CPTu) en la ciudad de Guayaquil. La ejecución de estos ensayos en la investigación geotécnica aporta remarcables ventajas sobre la investigación convencional en los depósitos de los dominios deltaico-estuarino y llanura aluvial, apartados que serán expuestos a lo largo de este análisis. Una de estas ventajas es la rapidez de ejecución y la estandarización de este ensayo, lo que permite contar con un caudal enorme de información confiable en un lapso reducido.

Por lo tanto, mediante la presente tesis se pretende complementar los análisis de caracterización geotécnica presentados hasta la actualidad en Guayaquil e incrementar la base de datos, haciendo uso de un conjunto de ensayos que consiste en más de 400 perfiles CPTu obtenidos en 8 años por la empresa Subterra en Guayaquil y en algunos sectores adyacentes de los cantones Daule, Samborondón y Durán; además, se emplearán alrededor de 850 sondeos realizados por otras consultoras de Guayaquil, entre los cuales se cuenta con perforaciones con ejecución de ensayos SPT y recuperación de muestras, y ensayos CPTu. En la figura 1.1 se muestra la ubicación del área de análisis dentro del territorio ecuatoriano; este sector de estudio ha sido representado con un polígono de color blanco.



Figura 1.1. – Ubicación del área de estudio dentro del territorio ecuatoriano

Los análisis presentados en esta tesis, por lo tanto, constituyen una recopilación de más de 1250 perfiles geotécnicos, a partir de los cuales se realizará una serie de análisis simplificados que permitan orientar al usuario, ya sea un consultor geotécnico o un profesional de la ingeniería civil que se desempeñe en el campo de la construcción, en la obtención de propiedades geotécnicas para diferentes zonas de estudio; con el fin de establecer preliminarmente requerimientos eficientes de investigación geotécnica o recomendaciones conservadoras de cimentación para cierto tipo de estructuras. También se prevé realizar varios análisis de licuación para mapear zonas de mayor riesgo en las que se debería realizar un estudio geotécnico exhaustivo, e inclusive estudios de respuesta dinámica e interacción suelo-estructura.

1.2. Objetivo general

Evaluar la variabilidad de los parámetros geotécnicos de la llanura aluvial y del complejo deltaico estuarino de Guayaquil y algunos sectores colindantes de Daule, Samborondón y Durán, tomando como fundamento la ejecución de ensayos in situ SCPTu y caracterizando el comportamiento del suelo según la metodología de Robertson; con el fin de complementar los análisis de caracterización geotécnica presentados en la microzonificación de Guayaquil, además de contrastar el comportamiento y las propiedades de resistencia del suelo, entre ambos macro-dominios geológicos, y con la intención de asociar sectores fuera de la zona estudiada de Guayaquil, que por sus características microestructurales y parámetros de resistencia presenten un comportamiento similar a los ya documentados.

1.3. Objetivos específicos

- Ejecutar una campaña de exploración geotécnica fundamentalmente basada en ensayos in situ CPTu que permita complementar los datos recabados en años precedentes en Guayaquil, Daule, Samborondón y Durán, con el fin de mapear preliminarmente los espesores de suelo blando y rígido, y un primer contraste de impedancia, en los casos en los que sea posible su estimación.
- Realizar la caracterización de las propiedades geotécnicas estáticas del suelo principalmente mediante el uso de sondeos CPTu; y complementando los análisis con sondeos SCPTu, veletas de campo y registros de perforaciones con recuperación de muestra, disponibles en la base de datos de varias consultoras geotécnicas del medio.
- Elaborar para las zonas de estudio un mapa de iso-estratos rígidos con un contraste de impedancia significativo, que permita estimar preliminarmente un nivel idóneo de cimentación profunda o un espesor de suelos compresibles para cimentaciones superficiales y rellenos.
- Evaluar la variabilidad de la capacidad unitaria por fuste empleando metodologías dinámicas para pilotes típicos de 50 cm, a partir de las mediciones in situ realizadas con los ensayos CPTu, y adicionalmente tomando como base el mapa de iso-estratos rígidos para una estimación de la capacidad por punta.
- Realizar análisis de hincabilidad mediante la ecuación de la onda unidimensional para pilotes de hormigón de 50 cm de lado, con el fin de validar cuantitativamente el criterio de estrato rígido para el mapa de iso-estratos, en diferentes sectores

geotécnicos y en puntos en los que no sea evidente cualitativamente la determinación del mismo.

- Realizar análisis de susceptibilidad a licuación en los perfiles de suelos aluviales y deltaico estuarinos investigados con ensayos CPTu, para elaborar una zonificación preliminar del potencial de licuación en los primeros 20 m para las zonas estudiadas, a través de la estimación del índice LPI, y para definir sectores de distinto grado de severidad de daño en cimentaciones superficiales mediante el factor LSN, para una demanda sísmica propicia al sector.
- Comparar las estimaciones de resistencia al esfuerzo cortante no drenado en suelos arcillosos (según Robertson, 2010) a partir de la resistencia a la penetración del cono, con las mediciones obtenidas en muestras inalteradas mediante ensayos de compresión simple y torvane, y mediciones de veletas in situ, para evaluar los rangos plausibles del factor N_{kt} en los sitios de la base de datos en los que se cuenta con investigación in situ y muestreo.
- Contrastar las mediciones de velocidad de onda cortante (v_s) obtenidas en ensayos downhole durante la ejecución de sondeos SCPTu, con las estimaciones de esta propiedad a partir de la resistencia a la penetración, según Robertson; con el fin de evaluar la precisión de la correlación establecida y plantear recomendaciones generales que permitan establecer rangos plausibles de estimación cuando no es posible realizar ensayos downhole.
- Indicar en algunos sectores los rangos medidos de coeficientes de consolidación radial in situ C_h obtenidos mediante ensayos de disipación de presión de poros en suelos compresibles, y en ciertos casos compararlos con los coeficientes de consolidación vertical C_v medidos de muestras inalteradas en laboratorio y relativamente cercanos.
- Analizar muestras de suelos arcillosos a diferentes profundidades en zonas aluviales y deltaico-estuarinas mediante el uso de un microscopio electrónico de barrido (SEM) y mediante difractómetro de rayos X (XRD), para visualizar la morfología a nivel microscópico, la composición de estos suelos, y evaluar la presencia de piritas y diatomeas, lo que permitiría a futuro corroborar o descartar algún efecto en la respuesta dinámica de suelos aluviales, e incluso deltaico estuarinos.

2. Revisión de literatura

En esta investigación se han realizado diferentes análisis geotécnicos simplificados, tomando como fundamento principalmente la ejecución de sondeos CPTu, pero además otros ensayos in situ. Dado que se aborda una amplia gama de temas específicos, la literatura en la que se fundamenta esta tesis es extensa, y se ha considerado conveniente citarla como contexto en la introducción de algunas secciones analizadas. A medida que se explique la metodología de trabajo, y se interpreten ciertos resultados obtenidos, se irá alimentando el marco teórico en el que se basan los análisis de este trabajo. Sin embargo, en este capítulo se resumirán algunos tópicos referenciales, recogidos en la literatura existente, relativos al marco geológico-geotécnico del sector de estudio, la interpretación estratigráfica a partir del CPTu y los métodos de interpolación utilizados para la generación de mapas.

En el 2014, Vera presentó un trabajo de caracterización detallada de los depósitos arcillosos deltaico estuarinos de Guayaquil, estudiando su respuesta estática y dinámica. Como uno de los muchos productos presentados, implementó un mapa de zonificación geotécnica, en el que clasificó según el contexto geológico y el marco geotécnico, los diferentes sectores de la ciudad de Guayaquil. Por lo tanto, resulta plausible hacer referencia en diversos capítulos de esta tesis, a este extenso y pionero trabajo presentado previamente, el cual aborda diversos análisis sofisticados en los que se evalúa la respuesta dinámica de los suelos de Guayaquil, fuera del alcance del presente trabajo (Vera, 2014). Cabe destacar que posterior a la tesis referida, se realizó un estudio de Microzonificación Sísmica de Guayaquil, el cual en términos generales resume la información analizada en el primer trabajo, a través de un manual práctico para la caracterización de los suelos de la ciudad; por lo tanto, en algunas secciones se ha hecho referencia a ambos documentos (Geoestudios S.A., 2015).

En el año 2015, fue actualizada la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), que consta de varias secciones; en esta tesis se ha hecho referencia a los capítulos de Riesgo Sísmico y Geotecnia. El capítulo de Riesgo Sísmico sintetiza una clasificación sísmica de los perfiles geotécnicos A, B, C, D, E y F, basada en criterios de velocidad de onda cortante (v_s), y algunos parámetros cualitativos, los mismos que han sido considerados en el capítulo 4.1. para la ejecución de una clasificación preliminar de perforaciones y CPTs.

2.1. Interpretación estratigráfica y geotécnica a partir del CPTu

Mientras en las perforaciones convencionales se muestrea el suelo para realizar un análisis físico y geotécnico posterior en laboratorio, durante un sondeo CPTu no se obtienen muestras, y se miden resistencias de una sonda contra una cavidad de suelo circundante. Para 'traducir' estos esfuerzos medidos en los sensores del cono en propiedades geotécnicas representativas en los análisis, se deben realizar estimaciones, las mismas que se implementan a través de métodos analíticos basados en la Teoría de Expansión de

Cavidades y la Mecánica de Suelos de Estado Crítico (CSSM), y métodos empíricos, entre los que se puede destacar en suelos granulares el uso de ensayos en cámaras de calibración, para el desarrollo de correlaciones a partir de la resistencia a la penetración de un penetrómetro en arenas con parámetros extensamente conocidos. Se pueden analizar detalles específicos de estos procedimientos y el fundamento teórico en las publicaciones de Mayne (2009), y Robertson (2012), entre otros. A continuación, se explica brevemente la interpretación de mediciones del CPT empleando principalmente la metodología de Robertson.

En los ensayos CPTu se penetra una sonda que contiene tres sensores calibrados independientemente, según la norma ASTM D5778. Los sensores miden la resistencia en la punta del cono (q_c), la resistencia en la manga o fuste (f_s) y la presión de agua en los poros del suelo (u_2). Luego de registrar las mediciones de los 3 sensores del CPTu, se aplican correcciones y normalizaciones para clasificar el suelo según Robertson (2012) y estimar la estratigrafía del suelo basada en el comportamiento del mismo según el Soil Behavior Type Number (SBTn). Resulta enriquecedor el uso de la metodología de Robertson debido a que permite caracterizar el suelo según su estado y comportamiento, no necesariamente según su granulometría y demás propiedades físicas. Mientras que las clasificaciones de suelos mediante granulometría y límites de plasticidad proporcionan una descripción cualitativa desde el punto de vista físico de las partículas del suelo, la clasificación mediante el número SBTn, permite describir diferentes modos de respuesta del suelo ante demandas de esfuerzos cortantes y drenaje del agua.

La medición q_c debe ser corregida por la medición de u_2 , considerando el factor a_{net} y obteniendo el q_t . Posteriormente, se normalizan estas lecturas por el incremento de esfuerzos del suelo con la profundidad y para considerar un apropiado estado in situ del mismo. De esta manera se obtienen las lecturas normalizadas Q_{tn} , F_r y B_q , según las ecuaciones 2.1 a 2.3:

$$ec. 2.1: Q_{tn} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \times \frac{p_a}{\sigma'_{v0}}{}^n$$

$$n = 0.381 (I_c) + 0.05 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0.15$$

$$ec. 2.2: F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\%$$

$$ec. 2.3: B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

En la figura se puede observar la variación del Q_{tn} con respecto al F_r . Jefferies y Davis identificaron en 1993 que un Índice de comportamiento de material (I_c) en esta gráfica podría representar las ecuaciones de círculos que limitarían diferentes zonas de comportamiento del suelo. Basado en estos principios, Robertson propuso una actualización del I_c (SBTn) (Robertson, 2010a), indicador empleado en la caracterización del tipo de material.

$$ec. 2.4: I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (1.22 + \log F_r)^2]^{0.5}$$

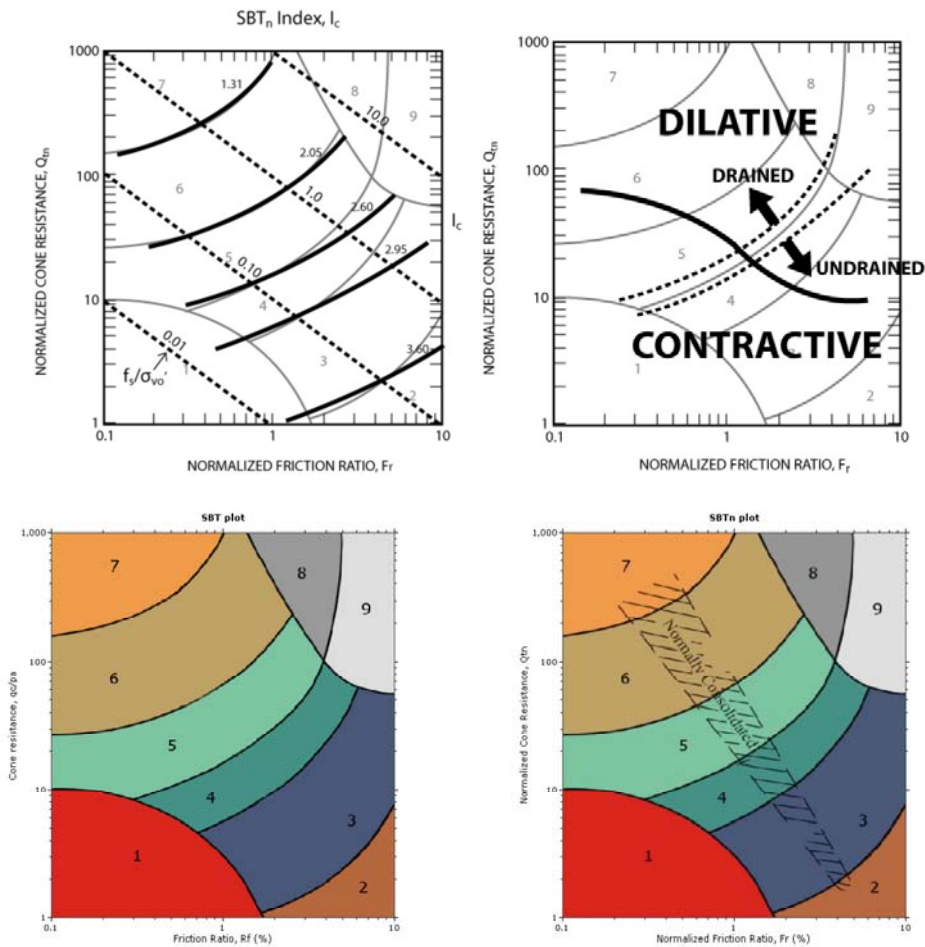


Figura 2.1. - Regiones Fr- Q_{tn} con diferente comportamiento geotécnico (Fuente: Robertson, 2012)

Se puede simplificar la tendencia en el comportamiento del suelo según las lecturas del CPT e índices medidos indicando que cuando el I_c es menor a 2.6, Q_{tn} es mayor a 20, F_r es menor al 1% y B_q tiende a cero, el suelo presenta propiedades granulares y comportamiento drenado, mientras que si los indicadores se encuentran en el dominio complementario al indicado, el suelo será arcilloso con comportamiento no drenado. Los valores de I_c y Q_{tn} cercanos a estas fronteras, tienden a comportarse de manera parcialmente drenada. Además, los pares ordenados $F_r - Q_{tn}$ relativamente altos, representan materiales con comportamiento dilatante, mientras que pares ordenados de baja magnitud, representan material en estado contractivo.

Desde la perspectiva SBTn, los suelos con mediciones ubicadas en las regiones 1, 2, 3, 4 y 9, se comportan principalmente de manera cohesiva, mientras que los suelos con SBTn 5, 6, 7 y 8, exhiben comportamiento granular. El SBTn 1 aplica a suelos sensitivos, y los

SBTn 8 y 9 corresponden a suelos competentes sobreconsolidados o con indicios de cementación.

La explicación anteriormente sintetizada constituye una interpretación sumamente resumida, por lo que se insta al lector a revisar las publicaciones de Robertson (2009, 2010, 2012 y 2016) para obtener mayores detalles.

Posteriormente, se estiman los parámetros geotécnicos a partir de las lecturas normalizadas y según los criterios explicados del SBTn. Para los suelos granulares se estiman generalmente parámetros drenados, mientras que para los suelos finos se estiman principalmente parámetros no drenados aplicables al estado del suelo durante la penetración. Aunque existen una serie de parámetros geotécnicos que pueden ser estimados a partir del CPT, se procederá a explicar la obtención de algunos parámetros de resistencia y estado para arenas y arcillas.

2.1.1. Estado in situ del suelo y parámetros de resistencia en suelos finos

Un parámetro representativo del estado de esfuerzos en los suelos finos es el OCR, que puede ser considerado como un cociente entre el esfuerzo de pre-consolidación del suelo y el esfuerzo vertical efectivo. Por otro lado, el parámetro de resistencia principalmente medido para los suelos finos, es la resistencia al esfuerzo cortante no drenado (s_u), que puede ser estimada a partir del CPT mediante la ecuación 2.5. Este s_u representa una resistencia pico (máxima) para una dirección de carga semejante a la de un ensayo de corte simple.

$$ec. 2.5: s_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}}$$

El N_{kt} es un parámetro que depende en gran medida de la sensibilidad del suelo, además de otros factores. Robertson estima el N_{kt} mediante la ecuación 2.6, y esta es la correlación considerada en la caracterización realizada en este trabajo.

$$ec. 2.6 : N_{kt} = 10.5 + 7 \log F_r$$

Por otro lado, la medición del f_s del CPT es considerada un aproximado del $s_{u(t)}$, por lo que sería posible estimar la sensibilidad de los suelos finos dividiendo la ecuación 5 para el f_s , o lo que es similar, dividir un factor N_s variable entre 6 y 8 aproximadamente para el F_r , considerando N_{kt} entre 12 y 16.

Partiendo de las investigaciones de Kulhawy y Mayne (1990) y del modelo SHANSEP, según Ladd y Foott (1974), se estima el valor de OCR a partir de las mediciones del CPT, mediante la ecuación 2.7:

$$ec. 2.7: OCR = k_{OCR} Q_{tn} = \left[\frac{Q_{tn}}{2.625 + 1.75 \log F_r} \right]^{1.25}$$

Esta ecuación ha sido considerada en la estimación del OCR de los CPTs realizados para esta tesis, y presentados en el anexo II. Otra buena estimación para el OCR fue desarrollada por Mayne (2009), empleando un exponente m' que es inversamente proporcional al tamaño medio de las partículas de suelo, para estimar el σ'_p según la ecuación 2.8. Esta estimación se fundamenta en la CSSM y la teoría de expansión de cavidades; sin embargo, de manera simplificada se ha empleado únicamente la ecuación de Robertson para la estimación del OCR mostrado en los anexos.

$$ec. 2.8: \sigma'_p = 0.33 (q_t - \sigma_{v0})^{m'} \frac{p_a^{1-m'}}{100}$$

2.1.2. Estado in situ del suelo y parámetros de resistencia en suelos granulares

La evaluación del estado de esfuerzos en las arenas tiene ciertas limitantes en términos de la Densidad relativa (D_r), debido a que esta puede representar condiciones muy divergentes en función de los esfuerzos geo estáticos a los que está sometida la masa de suelo. Un método con el que se puede considerar el estado de esfuerzos, basado en la CSSM, es relacionar el parámetro de estado, ψ (definido como la diferencia entre la relación de vacíos inicial y la relación de vacíos en estado crítico) con la gráfica Q_{tn} - F_r (Plewes & Davies, 1992), tomando como fundamento decenas de ensayos en cámaras de calibración de arenas. Robertson (2009) desarrolló ecuaciones para el contorno de parámetros de estado según la gráfica Q_{tn} - F_r , como se observa en la figura.

Luego de analizar varios casos de estudio sobre licuación, Robertson introdujo un factor de corrección para limos arenosos, asimilando una resistencia equivalente como si fueran 'arenas limpias', como se muestra en la ecuación 2.9. A partir de este estudio, se desarrolló la ecuación 2.10 para la estimación del parámetro de estado (ψ). Este parámetro de estado ha sido estimado para los 31 CPTs ejecutados como parte de este trabajo; sin embargo, para el mapeo de propiedades geotécnicas de suelos granulares, simplificada se ha considerado la variación de D_r , según la ecuación 2.11.

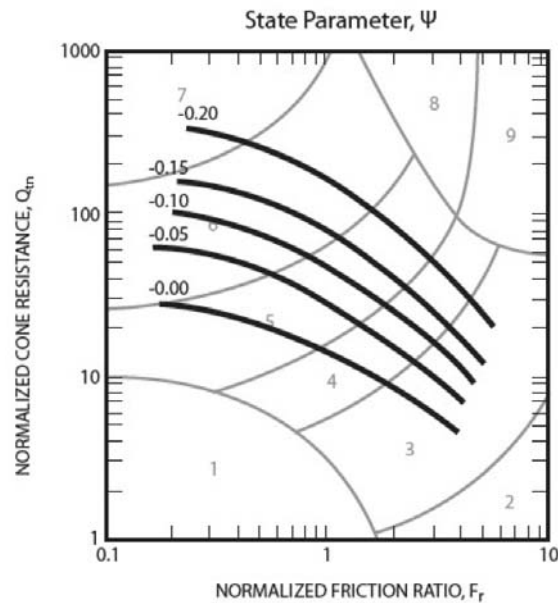


Figura 2.2. - Contornos de parámetros de estado (ψ) asociados a la gráfica Q_m - F_r (Fuente: Robertson, 2012)

$$ec. 2.9 : Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn}$$

$$ec. 2.10: \psi = 0.56 - 0.33 \log Q_{tn,cs}$$

$$ec. 2.11: D_r = 100 \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}}, k_{DR}=350$$

2.2. Métodos de interpolación

Para la generación de mapas de estratos rígidos, estratigrafía y propiedades geotécnicas, se han empleado técnicas de interpolación, las mismas que pueden ser globales y locales. En las fases iniciales de este trabajo se empleó la técnica de distancia inversa ponderada (IDW), que es un método local determinístico (Watson & Philip, 1985), en el que la superficie de salida resultante pasa por cada punto de entrada, con una continuidad que podría ser deficiente para el análisis, en función del conjunto de datos disponible.

Debido a que la superficie generada no presentaba la continuidad requerida, se empleó posteriormente la técnica Topo a raster, cuyo algoritmo está disponible en ArcGIS (Hutchinson, 1988), y es un método que se podría considerar mixto porque es de interpolación global con ajuste local mediante diferencias finitas iterativas. Esta técnica fue desarrollada originalmente para modelos hidrológicos, y permite generar una curva suavizada considerando bordes y contornos.

Una técnica de tipo global que utiliza modelos geoestadísticos de autocorrelación de variables, es el procedimiento Kriging. En este método se considera la autocorrelación estadística entre los puntos analizados, es decir, además de predecir la superficie de salida, se estima la certeza del modelo, lo que puede ser considerado una ventaja respecto a otras técnicas. Para esto se parte de un semivariograma empírico (que luego es ajustado a un modelo matemático, como si se tratara de una regresión) y funciones de covarianza para hallar alguna regla de dependencia subyacente a la distribución de datos. Por lo tanto, con Kriging se predice estadísticamente el comportamiento de las variables, y además, al ser una técnica de tipo global, en la generación de la superficie de salida se estiman valores incluso para los datos de entrada.

Por lo anteriormente indicado, la técnica Kriging es ampliamente utilizada en el modelamiento de variables que exhiben una correspondencia espacial, como por ejemplo, en geología y geotecnia. (Oliver, 1990).

El criterio de interpolación que se ha empleado en la generación de los mapas presentados en las secciones posteriores consiste en usar *topo to raster* en la mayoría de casos, salvo cuando la disposición general de puntos provoque que el algoritmo 'deforme' los bordes. Dado que Kriging podría estimar la superficie de salida incluso para los puntos de entrada, y se prefiere que los puntos de entrada se mantengan según lo explorado, no ha sido empleada en la mayoría de los análisis. Además, la superficie generada con *topo to raster* suaviza mucho mejor el resultado, por lo que para propósitos de presentación se ha preferido esa técnica. En la sección 4.3. se justifica más ampliamente este particular.

3. Metodología

Para un proceso de caracterización geotécnica se deben realizar esencialmente dos grandes etapas de trabajo: la ejecución de prospección de campo, y el procesamiento y análisis de resultados.

En la geotecnia tradicional, la segunda actividad generalmente incluye la ejecución de ensayos en laboratorio, para las muestras obtenidas mediante las perforaciones. De esta manera, partiendo de muestras alteradas, se realizan ensayos de clasificación de los geomateriales; tales como: granulometría, límites de Atterberg, determinación del peso volumétrico. Mediante estos ensayos se caracteriza primigeniamente el material de acuerdo a sus características geométricas y físicas, pero no necesariamente según su comportamiento. A partir de muestras inalteradas, se determinan varias propiedades geotécnicas de resistencia a esfuerzos cortantes, cambios volumétricos, flujo de agua, etc. Así, se pueden realizar ensayos de consolidación para determinación de la tasa de pre-consolidación (OCR), ensayos de compresión simple y torvane, para una aproximación de la resistencia al esfuerzo cortante no drenado (s_u), ensayos de corte directo en materiales arenosos; o ensayos más elaborados, como triaxiales estáticos consolidados drenados, consolidados no drenados, y no consolidados no drenados.

Una segunda vertiente de investigación, que puede corresponderse idóneamente con la primera, consiste en basar fundamentalmente la fase de prospección en ensayos *in situ* sin recuperación de muestras, tales como: el ensayo de penetración con piezocono (CPTu), el ensayo de veleta de campo (VST), el dilatómetro de Marchetti (DMT), entre otros. Este tipo de ensayos se realizan en el sitio, y en la mayoría de proyectos con un alto nivel de riesgo, o zonas con exigua información geotécnica preexistente, complementan la investigación geotécnica. Sin embargo, en sectores en los que se cuenta con información previa a nivel geotécnico o incluso solo a nivel geológico local, resulta plausible enfocar la investigación geotécnica principalmente con ensayos CPTu y DMT, más aún en proyectos de riesgo medio y bajo.

Para la caracterización geotécnica de propiedades estáticas en las áreas de estudio consideradas en el presente trabajo, se ha partido de una base de datos de investigación *in situ* de ensayos CPTu obtenida en los últimos 8 años por la empresa Subterra. Además, se realizó una campaña complementaria de exploración geotécnica consistente principalmente en 31 ensayos CPTu, distribuidos en los sectores nor-este y sur de Guayaquil, específicamente en sectores con reducida densidad de sondeos ejecutados.

A continuación, se realiza un resumen de los trabajos de campo y análisis de gabinete ejecutados como parte de este proyecto de tesis, cuya metodología es detallada en este capítulo:

- Trabajos de campo: Ensayos CPTu y SCPTu, disipaciones de presión de poros

- Trabajos de campo complementarios: ensayos DPSH, veletas de campo, muestreo inalterado para análisis varios en laboratorio
- Recopilación de base de datos existente de perforaciones y CPTu, clasificación geotécnica general
- Ensayos de laboratorio SEM y XRD, análisis de resultados
- Ensayos geotécnicos de laboratorio: clasificación, límites de consistencia, resistencia al corte y consolidación
- Análisis estadístico integral de la base de datos
- Caracterización geotécnica general mediante mapeo de variación espacial del comportamiento del material (I_c) y variación de propiedades de resistencia: s_u (factor N_{kt}) y D_r ; variación de historia de esfuerzos (OCR), sensibilidad y coeficientes de consolidación radial en algunos sectores específicos; y mapeo del primer contraste de impedancia o estrato rígido
- Análisis comparativo entre mediciones de s_u y v_s , y sus correspondientes estimaciones a partir del CPTu
- Evaluación de susceptibilidad a licuación, e índices de potencial y severidad
- Análisis de hincabilidad de cimentaciones profundas típicas, estimación de capacidad por fuste y punta con métodos dinámicos

3.1. Investigación in situ y procesamiento de datos

Los ensayos CPTu consisten en la penetración sin recuperación de suelo de una sonda cónica de 10 cm² de área de punta y 150 cm² de fricción, que contiene tres sensores calibrados independientemente (ASTM D5778). Durante cada uno de los 31 ensayos realizados para esta tesis, se midió cada centímetro la resistencia en la punta del cono (q_c), la resistencia por fuste (f_s) y la presión de agua en los poros (u_2). Previo a la ejecución del ensayo, un filtro poroso de bronce colocado detrás de la punta cónica, fue saturado con aceite de silicona. Posteriormente, el cono fue desplazado por medio de un penetrómetro que funciona con un sistema hidráulico, que permite el avance a una velocidad constante de 2 cm/s, generando una expansión de cavidad esférica en el suelo circundante.

En determinadas profundidades, se detuvo el avance del cono para realizar una disipación de presión de poros u_2 ; de esta manera, se obtuvo una cuarta medición independiente del comportamiento del suelo: el t_{50} , o tiempo que toma en el sitio la disipación de un 50% de la presión de poros, a partir del cual se estima con gran precisión el coeficiente de consolidación radial (c_h). Mientras se ejecuta un ensayo CPT, es posible también realizar mediciones downhole de velocidad de onda cortante (ensayo detallado en las secciones 3.3.2 y 4.4.2), procedimiento que fue ejecutado en un perfil de los 31 CPTs realizados para este trabajo. En la figura 3.1 se puede observar la ejecución de una disipación de presión de poros durante un CPTu, la figura 3.2 registra el momento de impacto para una medición de v_s durante un sondeo SCPTu, mientras que la figura 3.3 muestra la ejecución de un ensayo CPTu en una zona deltaico estuarina.



Figura 3.1. – Ejecución de disipación de presión de poros en CPT-11 (Sector Sauces)



Figura 3.2. – Medición downhole de v_s en CPT-34 (Calle Bolivia y Tungurahua)



Figura 3.3. – Ejecución de CPT-44 (Sector Guasmo Libre)

Se han realizado además 19 mediciones de veleta electrónica de campo (ASTM 2375) en dos perfiles de suelo aluvial y un perfil deltaico estuarino, con el fin de medir in situ en suelos finos blandos la resistencia al corte pico y remodelada en condición no drenada, sin necesidad de extraer una muestra del suelo. Este ensayo fue ejecutado mediante una veleta de dimensiones 50x100 mm, la misma que fue empujada con un penetrómetro, para posteriormente transmitirle un torque y registrar la resistencia del suelo en función de su desplazamiento angular. En la figura 3.4 se muestra la medición de un perfil de veletas en un sitio aluvial.

Por lo tanto, en total se ejecutaron 31 ensayos CPTu, 62 disipaciones de presión de poros, se midió un perfil de velocidad de onda de corte en una columna de suelo, y se obtuvieron 19 mediciones de veleta de campo en tres columnas de suelo; además, en algunos sondeos CPTu en los que no fue posible medir la resistencia a la penetración en el relleno debido a su compacidad, se realizó un ensayo DPSH en el cual se mide el N_{20} , que puede ser correlacionado con el N_{60} y aportar información de la densidad relativa del material. Estos ensayos fueron ejecutados por cortesía de Subterra como complemento de la información geotécnica recabada en estudios previos.

A partir de las mediciones crudas de campo obtenidas en los ensayos CPTu, se aplicaron una serie de correcciones y normalizaciones, que se tomaron como base para realizar la clasificación del suelo según la metodología de Robertson (Robertson, 2010a), e inferir la estratigrafía según el comportamiento del suelo a través del Soil Behavior Type Number (SBTn); este procedimiento fue realizado mediante el software CPet-IT (2019) para los 31 CPTs ejecutados para este trabajo.



Figura 3.4. – Medición de veletas de campo en CPT-VST-13 (Sector Samanes)

Dado que la clasificación mediante el número SBT_n, permite asimilar los diferentes modos de respuesta del suelo ante solicitaciones de esfuerzos cortantes y cambios volumétricos, y ante solicitaciones de flujo, mediante la combinación de la resistencia de punta corregida y normalizada (Q_m), y la resistencia por fuste normalizada (F_r), se estimó un mecanismo de respuesta dilatante o contractivo ante solicitaciones de esfuerzos cortantes, y un mecanismo de respuesta drenado o no drenado ante solicitaciones de flujo.

Una vez realizada la clasificación mediante el SBT_n, se obtuvieron los diferentes parámetros geotécnicos de rigidez y resistencia del suelo, propicios para cada tipo de suelo detectado en el sitio de estudio. Para suelos con un SBT_n 1, 2, 3, 4 y 9 y que exhiben propiedades principalmente cohesivas, se estimó la resistencia no drenada al corte (s_u), el OCR, entre otros parámetros; mientras que para suelos con SBT_n 5, 6, 7 y 8, que evidencian un comportamiento granular, se estimó la densidad relativa (D_r) y el ángulo de fricción interna, entre otras propiedades. La teoría aplicada en la estimación de propiedades geotécnicas a partir de las lecturas obtenidas con el cono, fue brevemente abordada en el capítulo 2.

Para 433 CPTs que habían sido ejecutados previamente, se procedió a recopilar la información en 28 archivos diferentes, siguiendo un ordenamiento zonal y en algunos casos cronológico, con el fin de posteriormente clasificar diversos tipos de perfiles geotécnicos a partir de la información disponible, como se analizará en la sección 4.2.

3.2. Estructuración de base de datos

En la recopilación de la base de datos para la evaluación geotécnica, en primera instancia se vertieron todos los sondeos CPTu realizados por Subterra entre los años 2012 y 2020 en un mapa de ArcGIS. Para cada ensayo se anotaron las siguientes características: coordenadas UTM WGS84, nombre del ensayo, año de ejecución, profundidad total del sondeo, profundidad de detección de un estrato rígido (alta compacidad o consistencia en un espesor aproximado de 2 m), clasificación sísmica preliminar cualitativa del perfil de suelo según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), y zona geotécnica correspondiente según el estudio de Microzonificación Sísmica de Guayaquil (Vera, 2014). En la figura 3.5 se muestra con color rojo la distribución de los ensayos CPTu mencionados, que ascienden a una cantidad de 390 sondeos.

Inicialmente se habían incluido 50 sondeos adicionales ubicados en sectores adyacentes a Guayaquil, pero a distancias de entre 5 y 10 km del límite urbano, y con poca información entre sondeos. Posteriormente se decidió discriminar de la base de datos estos ensayos CPTu debido a que propiciarían la existencia de áreas interpoladas con un número de datos limitado.

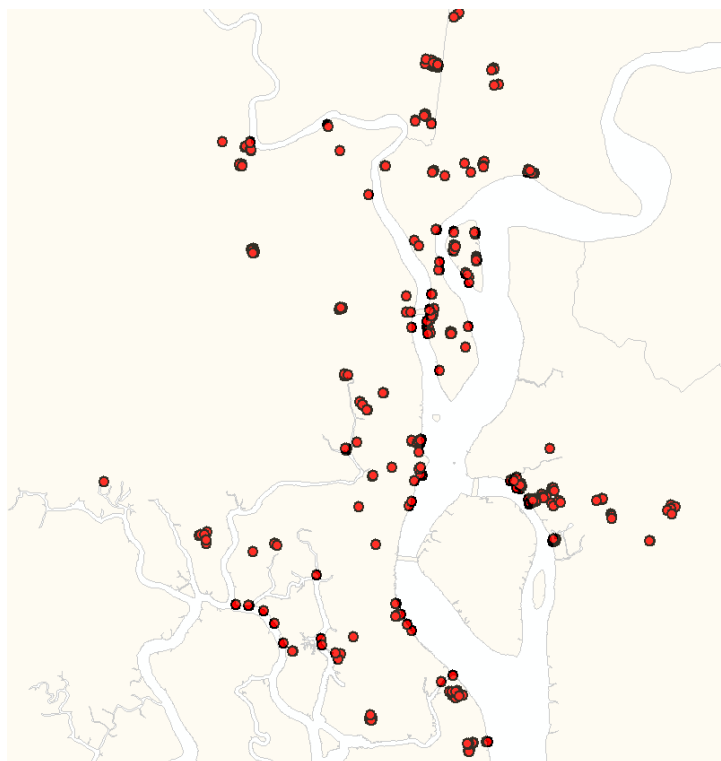


Figura 3.5. – Base de datos inicial con ensayos CPTu de Subterra

Una vez que se analizó esta base de datos inicial, se realizaron paralelamente dos trabajos: se recabaron sondeos (principalmente perforaciones y en menor medida ensayos CPTu) ejecutados en décadas precedentes por varias consultoras geotécnicas del país, y se planteó y ejecutó una campaña de exploración geotécnica basada exclusivamente en ensayos CPTu (cortesía de Subterra), distribuidos en diferentes sectores de Guayaquil, especialmente hacia el noreste y hacia el sur de la ciudad.

En la figura 3.6 se puede observar con color azul 31 sondeos CPTu adicionales que se ejecutaron como parte de esta tesis, para complementar la base de datos original proporcionada por Subterra; mientras que en la tabla 3.1 se anotan algunas características relevantes de los CPT, y en la figura 3.7 se muestra una imagen satelital de Google Earth en la que se han implantado únicamente estos 31 ensayos.

El criterio para la ubicación de los sondeos se basó fundamentalmente en una aproximación cuantitativa de densidades de distribución de sondeos por kilómetro cuadrado; y constituyó un proceso iterativo, pues el lapso en el que se recibió la información solicitada a las diferentes consultoras de la ciudad, fue de aproximadamente 2 meses, y no era factible anticipar los sectores de la ciudad en los que faltaría información al finalizar la recopilación de información.

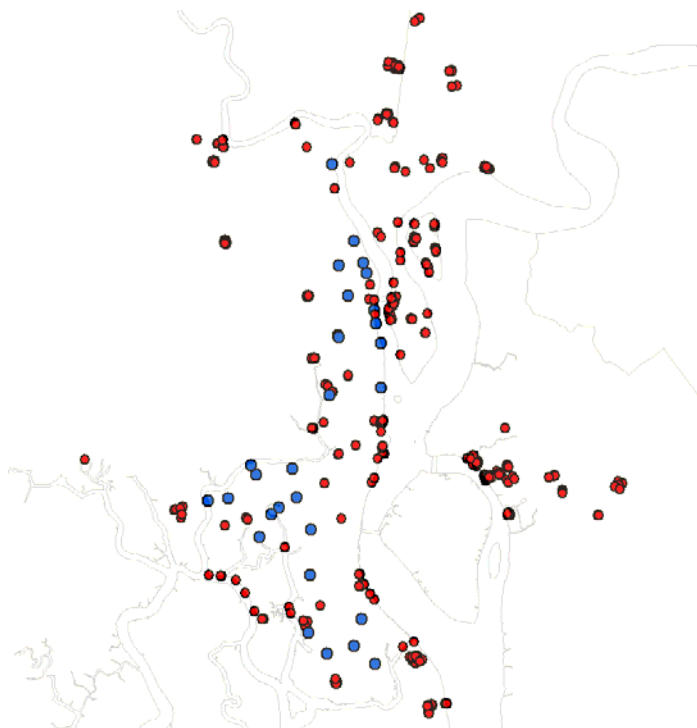


Figura 3.6. – Base de datos extendida con 31 ensayos CPTu (color azul) realizados para esta tesis, con el fin de cubrir sectores con escasa información (cortesía de Subterra)

Tabla 3.1. – Ubicación y características generales de los 31 CPTs realizados para este trabajo (cortesía de Subterra)

Sondeo	Coordenadas UTM (m)		Profundidad de sondeo (m)	Estrato rígido (m)	Zona geotécnica (Vera, 2014)	Clasificación NEC-15
	X	Y				
CPT-1	624608	9763887	15.1	15.1	D4B	F1
CPT-2	624827	9763037	21.1	21.0	D4C	E
CPT-VST-3	624843	9761078	31.0	31.1	D4C	E
CPT-4	624555	9764485	36.1	40.0	D4B	E
CPT-5	624214	9766094	36.2	36.2	D4B	F1
CPT-6	624044	9766539	30.4	30.4	D4B	F1
CPT-7	623671	9767481	22.3	21.5	D4C	F1
CPT-9	622707	9770845	10.7	9.8	D4C	F5
CPT-11	622967	9763296	8.1	7.7	D4B	F5
CPT-11-2	622945	9763382	7.8	7.4	D4B	F5
CPT-12	623398	9765108	37.4	37.4	D4B	E-F1
CPT-VST-13	623000	9766417	15.8	15.1	D4C	E-F1
CPT-20	622589	9760740	38.9	38.9	D3A	F4
CPT-21	619338	9757299	40.3	40.2	D3A	E-F1
CPT-22	620933	9757530	21.5	21.0	D3A	E-F1
CPT-23	619142	9757694	31.5	32.0	D3A	E-F1
CPT-24	621123	9756312	36.2	36.2	D3B	E-F1
CPT-25	620364	9755857	39.0	39.0	D3B	F4
CPT-26	618128	9756270	34.7	34.6	D3A	F4
CPT-27	617253	9756137	36.0	36.0	D3B	F4
CPT-VST-28	619053	9756366	33.6	33.6	D3A	E
CPT-29	619870	9755907	17.7	17.2	D3A	E
CPT-31	621756	9754889	37.8	23.5	D3A	F1
CPT-32	619504	9754563	36.4	36.4	D3A	E-F1
SCPT-34	621997	9755767	30.4	30.4	D3A	E
CPT-36	621721	9752920	20.4	19.7	D3A	E
CPT-40	621656	9750396	18.6	18.5	D3A	E
CPT-41	622441	9749473	18.3	18.3	D2	E
CPT-43	624562	9749042	21.2	21.0	D1	E
CPT-44	623623	9749822	32.6	32.6	D1	E
CPT-45	623980	9750981	30.3	21.0	D1	E

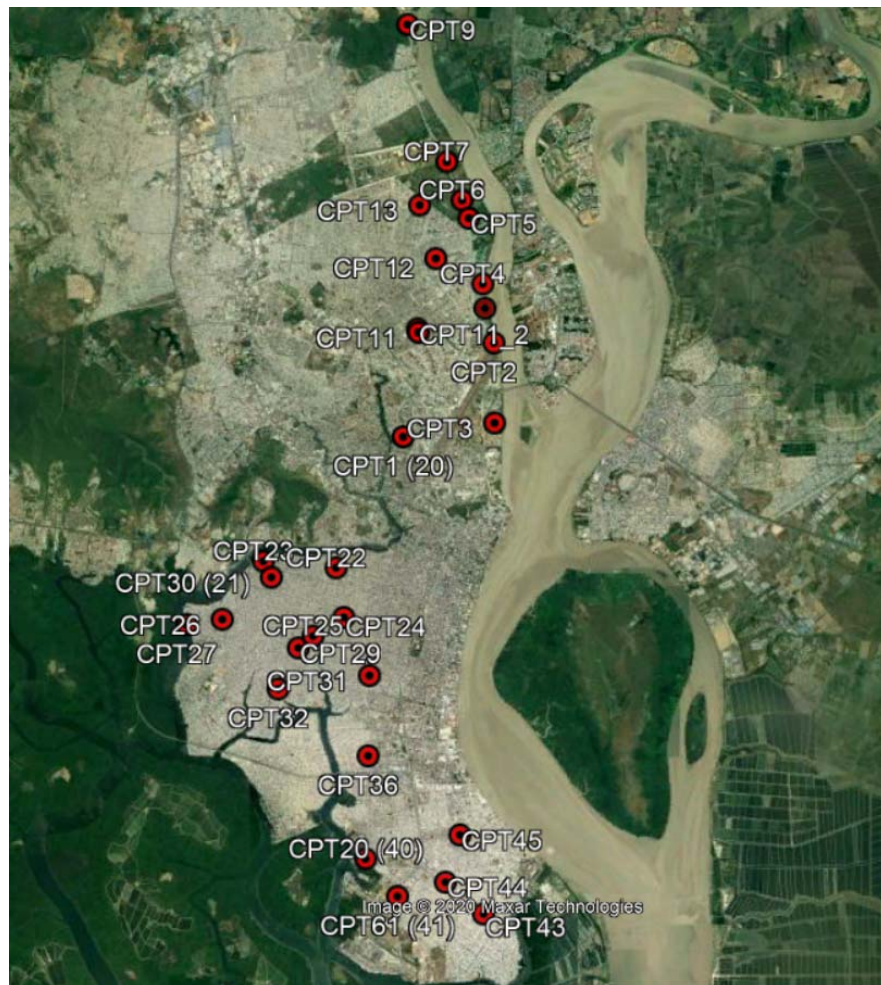


Figura 3.7. – Ubicación de los 31 ensayos CPTu realizados para esta tesis

En la figura 3.8 se puede observar la base de datos completa considerando la información que proporcionaron varias consultoras de la ciudad (con color gris oscuro), e incorporando 54 sondeos (mostrados con color blanco) realizados por diferentes consultoras del país y que ya habían sido presentados en la tesis doctoral de Xavier Vera. (Vera, 2014). En la base de datos finalmente recabada, se han incluido 50 ensayos CPTu; por lo que en total, para este trabajo se han empleado 469 sondeos CPTu, y 812 perforaciones con recuperación de muestra y ensayos de laboratorio.

Entre los 469 sondeos CPTu, en 23 se ha medido el perfil de velocidad de onda de corte (v_s) downhole (ensayo SCPTu), mediciones que han sido utilizadas para realizar una comparación con la estimación de Robertson (Robertson, 2012). Además, se ha utilizado la información obtenida en 8 perfiles superficiales de veletas de campo para medición de la resistencia al corte no drenado (s_u), datos que han sido comparados con las estimaciones a partir del CPTu según Robertson.

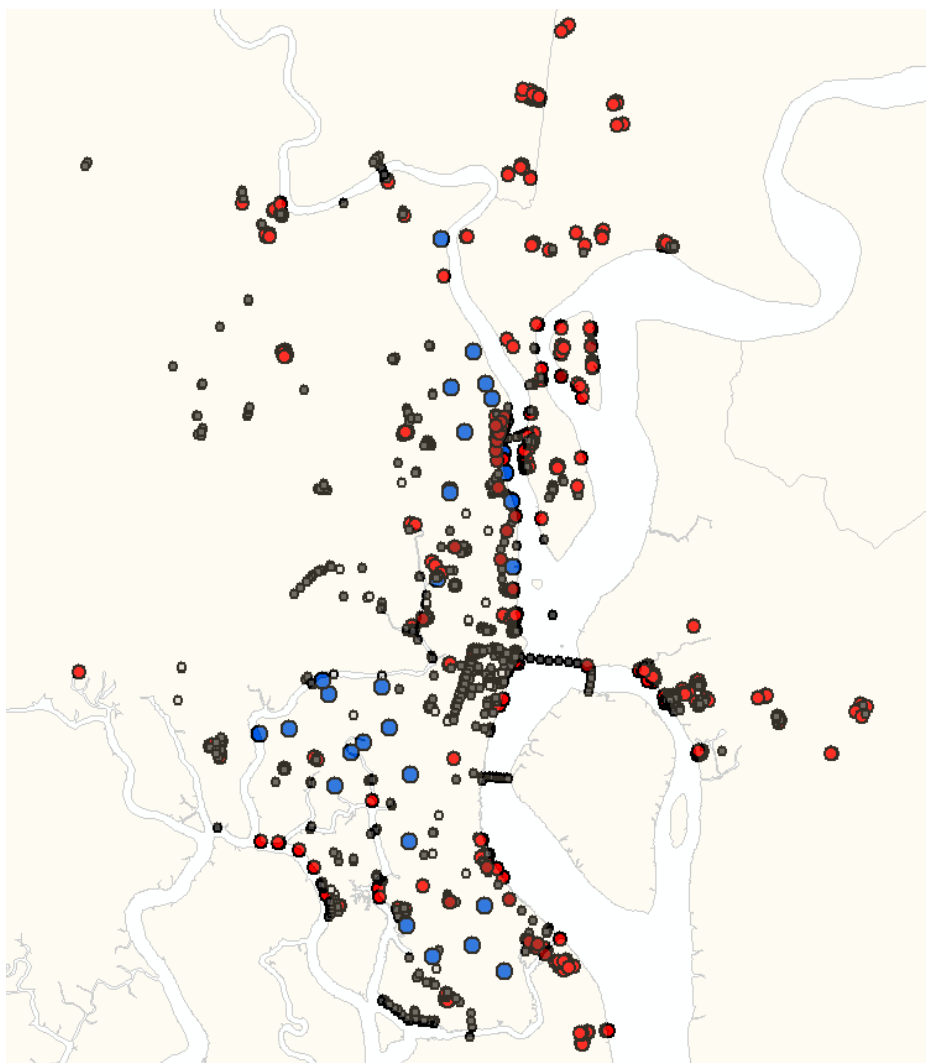


Figura 3.8. – Base de datos complementada con perforaciones de varias consultoras geotécnicas (1289 sondeos)

Para los 1289 sondeos considerados en total, se anotaron las características anteriormente mencionadas, añadiendo además el nombre del consultor que proporcionó la información, y en algunos casos, la siguiente información adicional: presencia de estratos potentes de suelos blandos por debajo del primer estrato considerado rígido; tipo de suelo al final de la exploración en sondeos en los que no se pudo detectar un estrato rígido a pesar de tener más de 20 m de profundidad; observaciones para sondeos realizados en agua, o con información incompleta debido a que se realizó el lavado del suelo a ciertas profundidades, o se dispone solo de un perfil sin los resultados de los ensayos de laboratorio; profundidad de detección de la roca (en los casos aplicables); indicaciones para ejecución de análisis de hincabilidad debido a la ambigüedad en la determinación cualitativa de un estrato rígido; tipo de sondeo (Perforación, CPTu, SCPTu, VST); y en algunos casos en los que la

información no fue proporcionada con las coordenadas apropiadamente indicadas, el margen de error debido a la metodología de asignación de coordenadas.

La estimación de coordenadas para sondeos sin geo-referenciación, fue realizada especialmente para los sondeos ejecutados antes del año 2000 (123 perforaciones); sin embargo, en casi todos, la localización del sondeo estaba indicada textualmente con absoluta claridad. Por lo tanto, con la ubicación indicada en el log de perforación, se procedió a buscar las calles respectivas en Google Earth, y estimar las coordenadas según las imágenes satelitales orto-rectificadas. Debido a esto, se ha asumido una precisión de aproximadamente 10 m en todas estas perforaciones.

Dentro de la base de datos, existen también sondeos realizados después del año 2000 pero sin coordenadas. Para estos casos, se verificó toda la información disponible en los informes geotécnicos respectivos, planos, e imágenes actuales e históricas de Google Earth, con el fin de asignar las coordenadas con el menor error posible, dada la información existente.

Luego de realizar el trabajo previamente indicado, se procedió a filtrar la información. Inicialmente se disponía de una base de datos total de alrededor de 1600 puntos de investigación, que fueron descartados debido a la falta de información precisa referente a la ubicación, o debido a la abundancia de información alrededor del sitio en cuestión. También se consideró un proceso de filtrado de manera preliminar considerando factores como: poca legibilidad en sondeos escaneados, ausencia de escala de profundidad, escasez de información de resistencia del suelo, tipo de martillo no indicado en el log de perforación, entre otros.

Aún con el filtrado realizado y descrito anteriormente, existen sitios en los que la información obtenida era relevante debido a la ausencia de información en el sector de ejecución de los sondeos, pero no existió manera de precisar la ubicación con un margen de error de hasta 10 m. Por lo tanto, en 99 casos, se ha indicado un margen de error mayor a 20 m, que no reviste de especial importancia debido a la escala en la que se está procesando la información.

Al recabar esta base de datos, se ha ampliado significativamente la información disponible en Guayaquil y alrededores para la ejecución de diversos análisis geotécnicos simplificados y para la clasificación preliminar del sitio, particular preponderante para detectar sectores con perfiles de suelo que requieren análisis especializados, debido a que están conformados por estratos de arcillas blandas y suelos orgánicos, potentes estratos de arcilla de consistencia firme, o intercalaciones de material areno-limoso de compacidad suelta o media, y por lo tanto susceptibles a licuación.

Con el fin de ilustrar este punto, se muestra en la figura 3.9 una superposición de la base de datos recabada en esta tesis (excluyendo los 54 sondeos tomados de la tesis de Vera) según la etiqueta de colores anteriormente indicada, y con amarillo los 590 sondeos que fueron utilizados en la tesis doctoral de Vera. (Vera, 2014).

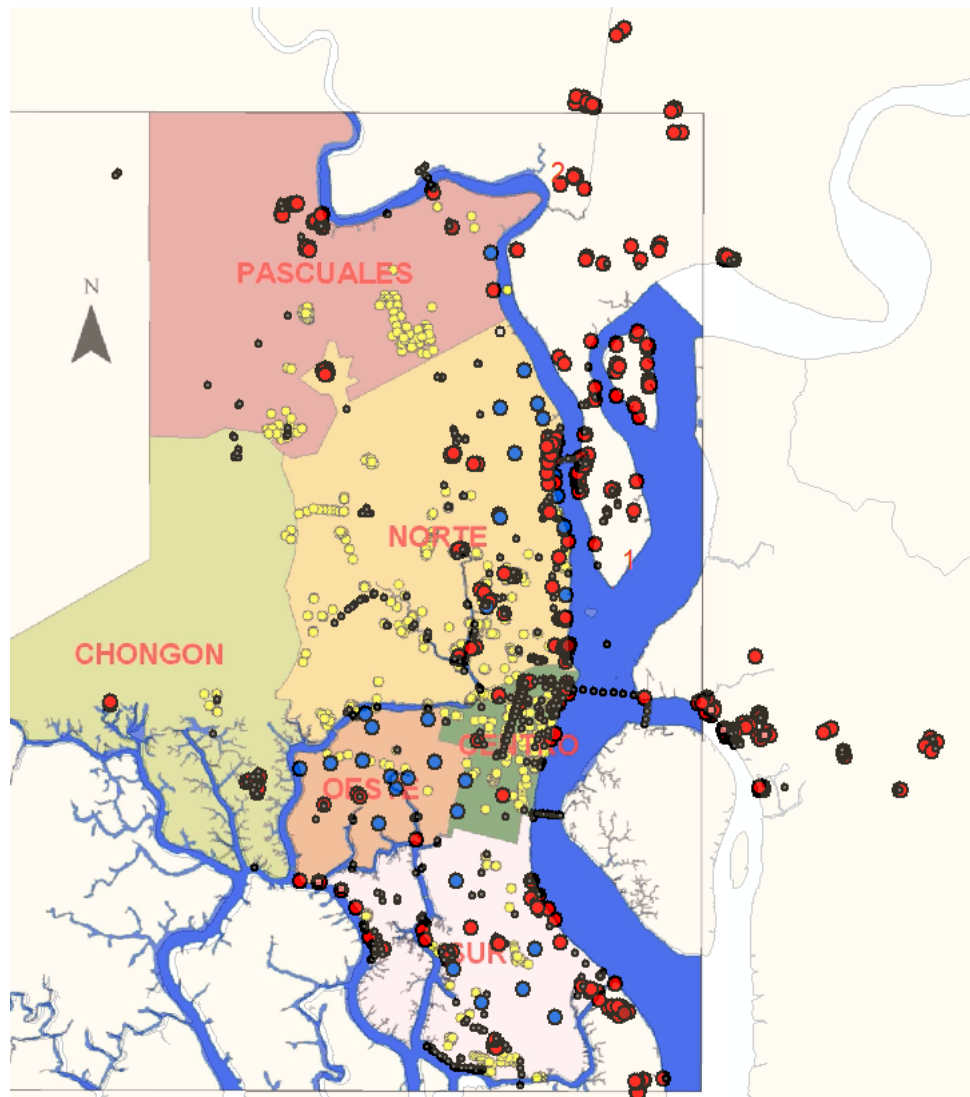


Figura 3.9. – Superposición entre 1216 sondeos de la base de datos actual y 590 sondeos utilizados en estudio de Vera, 2014 (puntos amarillos con transparencia)

Además, en la figura 3.10 se observa la implementación en un mapa de ArcGIS de ambas bases de datos. Para el proceso de unificación se procedió a importar la imagen de los 590 sondeos del trabajo de Vera a la base de datos creada en ArcGIS, empleando cuatro puntos de control, con el fin de escalar apropiadamente y georreferenciar la imagen.

Una vez geo-referenciada la imagen, se creó un shape en el que se marcó cada sondeo de la imagen, para registrar los datos de ubicación. Debido al tamaño de los puntos en la imagen, fueron claramente identificados y marcados 420 sondeos, y 30 adicionales fueron marcados aproximando la ubicación, dado que estaban superpuestos a los anteriores por la escala.

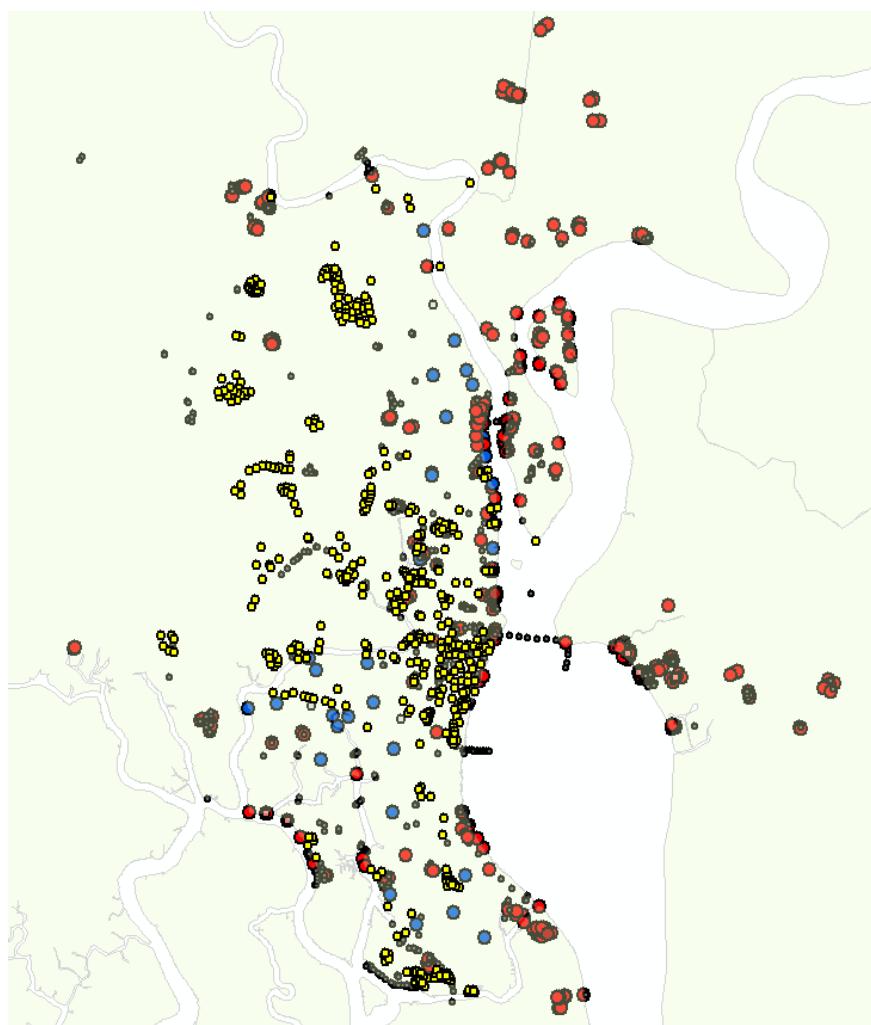


Figura 3.10. – Unificación en mapa de ArcGIS de 1235 sondeos de la base de datos actual y las perforaciones mecánicas utilizadas en la tesis de Vera, 2014

Con el procedimiento anteriormente indicado, se han cubierto todos los sectores explorados con perforaciones mecánicas según la base de datos de Vera, aunque solo se han podido ubicar 450 sondeos; para los análisis comparativos de tipo estadístico presentados en la sección 4.1.2., se ha ponderado por zona geotécnica el total de perforaciones digitalizadas (450) al total indicado en el documento (590). En general se puede observar que la base de datos actual complementa en algunos sectores aluviales y deltaico estuarinos a la base de datos previa, que posee una concentración de sondeos mayor en el centro de la ciudad y en algunos sectores del norte, por Pascuales.

Adicional a todo el trabajo de recopilación de información anteriormente descrito, se han recabado en menor medida algunos ensayos geofísicos de tipo MASW+MAM para la estimación del perfil de velocidades de ondas de corte a bajas deformaciones, y mediciones del período elástico mediante la técnica de Nakamura, como una herramienta auxiliar para

la delimitación de un primer contraste de impedancia, aunque los datos recabados no han sido analizados a detalle en este trabajo.

3.3. Metodología de análisis de propiedades geotécnicas

Luego de recabar a plenitud la base de datos, se realizó una clasificación cualitativa preliminar de las propiedades estáticas y dinámicas del perfil de suelo detectado en cada sitio, con el fin de clasificar las columnas estratigráficas según la NEC 2015. En 50 sitios de aquellos en los que el perfil proporcionado está incompleto -ya sea por usar la metodología de lavado a ciertas profundidades de la perforación, o porque solo se proporcionó un perfil geotécnico- no se ha realizado la clasificación correspondiente. En la sección 4.1.2 se detallan algunos criterios empleados en la evaluación de cada tipo de perfil.

Los puntos de estudio también han sido clasificados según la zonificación geotécnica planteada en el estudio de Microzonificación Sísmica de Guayaquil. (Vera, 2014), según la cual existen zonas geotécnicas D1 a D7; y para los sitios que se encuentran fuera de la urbe porteña, se ha indicado el sector correspondiente a Daule, Durán, Puntilla, Isla Mocolí, y Samborondón (Da, D, P, M, S, respectivamente). Se ha considerado como el sector de la Puntilla, a los sondeos realizados hasta el km 8 de la vía Puntilla-Samborondón.

Posteriormente, se ha comparado la resistencia al esfuerzo cortante no drenado (s_u) estimada en suelos arcillosos a partir de la resistencia a la penetración del cono, con los resultados medidos en laboratorio a través de ensayos torvane y de compresión simple en muestras inalteradas obtenidas en campo con tubos Shelby a menos de 50 m del correspondiente CPTu. Además, en 9 perfiles de investigación distribuidos en Guayaquil y Durán, se han comparado 58 mediciones de las resistencias al corte pico y remoldeada obtenidas in situ mediante veletas de campo, con las estimaciones obtenidas a partir de ensayos CPTu ejecutados en el mismo sitio, midiendo así un factor N_{kt} .

En primera instancia se pretendía realizar la comparación entre mediciones de laboratorio y CPTu con el fin de establecer por zona geotécnica un rango plausible del factor N_{kt} para la base de datos actualizada; sin embargo, al contrastar con los resultados obtenidos en veletas de campo, se ha determinado que en general en los ensayos de laboratorio se ha medido una resistencia cercana a la remoldeada.

Ahora bien, debido a la escasez de mediciones realizadas con veletas de campo, no se ha podido determinar factores N_{kt} por zonas geotécnicas con valores medidos in situ para evaluar la variabilidad de la resistencia no drenada. Por otro lado, al comparar las mediciones disponibles de veletas con la estimación de Robertson (Robertson, 2010a) del s_u empleando un N_{kt} variable dependiente del F_r , se ha determinado un mejor ajuste entre las mediciones in situ y esta ecuación, que con los datos de laboratorio; por lo tanto se decidió mapear a lo largo de todo el sector de estudio la resistencia al corte estimada haciendo uso de esta ecuación en cada uno de los 464 sondeos CPTu realizados. El análisis de los resultados comparativos que sustentan esta decisión es detallado en la sección 4.4.1.

Aunque no se ha realizado un mapeo general y comparación laboratorio-in situ de la variación de otras propiedades geotécnicas y de estado de los suelos cohesivos, en la sección 4.2. se han mencionado algunos rangos típicos de la tasa de pre consolidación (OCR), coeficiente de consolidación vertical (c_v), coeficiente radial medido (c_h), sensibilidad, entre otros, obtenidos en ciertos sectores analizados.

Para el mapeo de las propiedades geotécnicas de resistencia, por lo tanto, se procedió a exportar a una hoja de Excel los parámetros estimados de s_u para suelos con comportamiento arcilloso no drenado y la densidad relativa (D_r) para suelos con comportamiento arenoso drenado. El criterio empleado para la asignación de un tipo de comportamiento a un elemento discreto de suelo fue el SBTn de Robertson, según el cual los suelos con una combinación de Q_m y F_r que correspondan a las zonas 1, 2, 3, 4 y 9, se comportarán principalmente como suelos de partículas finas tipo arcillosa; mientras que los suelos de zonas 5, 6, 7 y 8, tendrán un comportamiento más arenoso drenado.

Para clasificar los perfiles de suelo según la presencia de estratos predominantes de suelos finos o suelos granulares, se promedió para cada CPTu ejecutado las 500 estimaciones de parámetros de resistencia existentes en cada segmento de 5 metros de suelo, de 0 a 5 m, de 5 a 10 m, de 10 a 15 m, de 15 a 20 m, y de 20 a 25 m (en el caso de algunos CPTu, se han considerado 100 estimaciones resultantes al realizar las mediciones cada 5 cm).

Para cada segmento de 5 metros, se ha realizado el conteo de elementos discretos con comportamiento tipo arenoso y comportamiento tipo arcilloso. Posteriormente, se ha reportado el s_u promedio en esos 5 m cuando al menos un 55% de las estimaciones correspondían a suelos arcillosos, y la D_r promedio cuando al menos un 55% de las mediciones fueron realizadas en suelos areno-limosos. En segmentos de suelo con estratos arcillosos y arenosos en proporciones entre el 55 y 45%, han sido reportados ambos parámetros de resistencia.

Como complemento de este reporte, para cada segmento de 5 metros se promedió el I_c normalizado, para caracterizar el comportamiento promedio de los segmentos de suelo existentes en cada CPTu. En el segmento de 0 a 5 m, se discriminó el primer metro debido a que en general esta capa corresponde a material alóctono de relleno, y no necesariamente evidencia las características locales del sitio. Cuando un sondeo tenía menos de 5 m de mediciones en un segmento específico debido a la conclusión del mismo, se han promediado los valores disponibles.

Posteriormente, todos los datos fueron ingresados a la matriz de ArcGIS, y se elaboraron mapas de clasificación de suelos y de las propiedades de resistencia promediados cada 5 m, usando generalmente métodos de interpolación por diferencias finitas iterativas.

3.3.1. Mapa de iso-estratos rígidos

Una vez realizada una caracterización geotécnica general, se elaboró un mapa de zonificación de iso-estratos rígidos, cuantificando un primer contraste de impedancia detectado en los ensayos que conforman la base de datos de CPTu y perforaciones. Para esto, se ha mapeado el primer estrato considerado rígido por tener un Q_{in} mayor a 100, o un N_{SPT} mayor a 45 golpes en arenas, y un espesor aproximado de 2 m. Estos mapas fueron elaborados usando métodos geo-estadísticos de interpolación por regresión e interpolación por diferencias finitas, a través del programa ArcGIS.

Para la especificación de los estratos considerados rígidos, se han sopesado variables adicionales, tales como la presencia o ausencia de suelos menos competentes por debajo del estrato identificado con un primer contraste alto de impedancia. Si el estrato en el que se medían valores de Q_{in} mayores a 100 o N_{SPT} mayor a 45, no tenía al menos 2 m de espesor, y existía arcilla debajo del mismo, se consideraba como estrato rígido el siguiente estrato con las características indicadas; mientras que en casos en los que debajo de esa primera capa rígida, no existían arcillas de baja consistencia, se indicaba la profundidad de dicho estrato. Se ha considerado como una arcilla de baja consistencia, a suelos finos con q_t menor a 3 MPa o N_{SPT} menor a 25 golpes en espesores de al menos 2 m, lo cual no necesariamente implica la existencia de suelos blandos, pero sí de materiales menos competentes.

Cabe destacar que este fue un procedimiento clasificatorio semicuantitativo de tipo preliminar, y se lo ha indicado de manera referencial para identificar rápidamente y de manera práctica profundidades en las que se pueden comenzar a detectar suelos competentes. Resulta relevante el mapeo de esta profundidad, debido a varios factores, entre los cuales se mencionan dos: la incidencia de este tipo de estratos ‘rígidos’ en la hincabilidad de un pilote hasta esa profundidad; y la repercusión de este tipo de estratos (generalmente arenosos) en un análisis de asentamientos, debido a la indicación implícita de un espesor máximo de estratos compresibles. Es decir, el mapa de iso-estratos rígidos constituye una herramienta auxiliar de tipo preliminar para la identificación de espesores de suelos blandos o de compacidad media, hasta una profundidad aproximada indicada en el mapa. No indica necesariamente el inicio de una capa de meteorización o presencia de materiales asimilables a roca, ni implica que no existan suelos blandos por debajo.

3.3.2. Procesamiento de resultados de ensayos SCPTu

Se ha analizado la base de datos disponible de 23 ensayos con generación de ondas sísmicas, en los que se ha medido el perfil de velocidad de onda de corte (v_s) downhole, durante la ejecución del CPTu, y se han comparado las mediciones con las estimaciones obtenidas del CPTu.

Para la ejecución de este ensayo denominado SCPTu, antes de insertar el cono a la primera barra, se adapta un módulo sísmico que contiene dos series triaxiales de geófonos que permiten medir y registrar en un sistema de adquisición automático (TGAS07-B), el

tiempo de arribo de las ondas sísmicas generadas en superficie mediante un impulso. Este impulso es generado cada metro, durante el cambio de barras del sistema de penetración, y permite emplear un intervalo verdadero en la medición correspondiente (Robertson & Campanella, 1986).

En la tabla 3.2 se muestra la distribución de los 23 sondeos SCPTu en las diferentes zonas geotécnicas de Guayaquil y en los sitios adyacentes de Durán, Daule y Samborondón, así como algunas características relevantes de dichos ensayos. Se recabaron en total alrededor de 600 mediciones a diferentes profundidades y en diferentes tipos de material.

Tabla 3.2. – Distribución por zona geotécnica y características de los sondeos SCPTu empleados

Zona	Sondeo	Profundidad de sondeo	Profundidad de perfil v_s (m)	Espesor relleno (m)
D1	SCPT1	36.0	18.1	1.5
D1	SCPT2	19.8	17.4	1.0
D1	SCPT1	26.5	20.8	2.5
D1	SCPT1	15.3	13.7	0.8
D1	SCPT2	15.5	13.7	0.8
D3a	SCPT34	30.4	24.0	0.5
D3b	SCPT2	33.5	24.5	1.0
D3b	SCPT1A	37.6	21.8	0.0
D3b	SCPT1	37.5	25.8	0.0
D4b	SCPT1	32.3	21.5	1.5
D4c	SCPT1	23.5	22.7	1.4
D4c	SCPT3	14.5	12.9	1.3
D4c	SCPT1	28.0	16.0	0.5
Daule	SCPT1	32.5	20.2	0.7
Durán	SCPT1	17.4	16.0	1.4
Durán	SCPT2	23.3	18.4	1.1
Durán	SCPT2	23.3	18.2	0.5
Durán	SCPT3	21.8	20.0	0.8
Durán	SCPT1	38.0	20.4	0.9
Puntilla	SCPT2	27.0	21.4	1.3
Puntilla	SCPT7	25.0	23.0	1.0
Samborondón	SCPT2	35.3	21.3	2.5
Samborondón	SCPT2	14.8	14.1	2.0

En el procesamiento de las señales sísmicas se ha empleado el programa SPAS 2019. En primer lugar, se han importado las señales crudas derechas e izquierdas obtenidas y registradas en el sistema de adquisición. Posteriormente, se han aplicado filtros en el dominio del tiempo y frecuencia en ciertos casos específicos, y se han exportado a una hoja de cálculo los resultados obtenidos en un primer cruce del arribo de ondas con ambas polaridades, cuando ha sido posible. En 22 de los 23 perfiles empleados, este proceso había sido previamente realizado, mientras que para un perfil se desarrolló el procedimiento para su posterior análisis. En el Anexo II se muestran algunas mediciones de v_s superpuestas a las estimaciones de Robertson a partir del CPTu.

Para el análisis comparativo entre las mediciones procesadas y las estimaciones con CPTu, por un lado se tabuló en una hoja de cálculo cada valor medido de v_s con su respectiva profundidad, y por otro lado exportaron las mediciones de q_t , I_c normalizado, peso volumétrico (γ) estimado y v_s estimada según Robertson (Robertson, 2012). Luego, se promedió el I_c normalizado y la v_s estimada en intervalos de 50 cm, y se obtuvo un coeficiente entre el valor medido y el valor estimado, para los valores de I_c medidos en las profundidades correspondientes. En la sección 4.4.2. se consideran algunas conclusiones relevantes para los diferentes tipos de geo-material analizados.

3.4. Metodología de análisis geotécnicos simplificados

Se realizaron varios análisis simplificados en las diferentes zonas geotécnicas con toda la información recabada en campo. Se ha empleado exclusivamente la base de datos correspondiente a ensayos CPTu. Esto se debe a la ventaja que presenta el CPTu respecto a los sondeos de perforación, referente a la cantidad de información y el tipo de mediciones realizadas. Mientras en una perforación generalmente se obtiene una medición de resistencia a la compresión mediante un valor N_{60} cada metro en ciertos casos, y mediciones de propiedades físicas mediante clasificaciones granulométricas y límites, en un ensayo CPTu pueden medirse 300 valores en el mismo intervalo, sin incluir las mediciones de disipación y velocidad de onda de corte.

Lo anteriormente indicado propicia la idoneidad de los ensayos CPTu en suelos blandos y sueltos. Cuando existen potentes estratos de arcilla blanda y firme, un ensayo CPTu permite estimar con alta fiabilidad la magnitud y tiempos de asentamientos, al detectar en el sitio intercalaciones arenosas de menos de 50 cm que podrían caracterizarse con mayor dificultad mediante una perforación. Ante la presencia de intercalaciones limo-arenosas, el análisis de susceptibilidad a licuación con mediciones CPTu, puede ser mucho más acertado al detectar la presencia de materiales de baja plasticidad y alto potencial de licuación ante sollicitaciones sísmicas. Finalmente, el uso del ensayo CPTu en análisis de hincabilidad y estimación de capacidad de carga de pilotes por métodos dinámicos, permite modelar con gran precisión las intercalaciones de suelo denso que podrían dificultar la hincada o aportar capacidad al elemento de cimentación.

Además, cabe destacar que existe una mayor facilidad de procesamiento de datos de CPTu con herramientas computacionales, dado que las mediciones de campo y las estimaciones de parámetros geotécnicos pueden ser fácilmente tabuladas, a diferencia de las perforaciones, en las que se debería digitalizar la información recibida antes de realizar cualquier análisis (esto debido a que en la mayoría de los casos se ha recibido logs de perforación en pdf).

3.4.1. Análisis de licuación y mapeo de resultados

El principal análisis geotécnico que ha sido realizado con cada CPTu disponible en la base de datos, es el análisis de susceptibilidad a licuación mediante la evaluación del factor de

seguridad (FS) contra licuación, la evaluación del índice LPI (Iwasaki & Tokida, 1981), y el factor de severidad LSN (Tonkin & Taylor Ltd, 2013), así como las deformaciones verticales en campo libre (Zhang, Robertson, & Brachman, 2002), es decir, excluyendo los esfuerzos cortantes inducidos. A continuación, se presentan las definiciones matemáticas de los índices mencionados, los mismos que serán analizados con mayor detalle en la sección 4.6.:

$$ec. 3.1: LPI = \int_0^{20} (10 - 0.5 z) F_l dz; F_l = 1 - FS \text{ (si } FS < 1)$$

$$ec. 3.2: LSN = 1000 \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz; F_l = 1 - FS \text{ (si } FS < 1)$$

$$ec. 3.3: S_{v-1D} = 1000 \int_0^{z_{m\acute{a}x}} \varepsilon_v dz$$

La estimación de asentamientos verticales post-licuación ha sido realizado de dos maneras: en primera instancia se han estimado las deformaciones asumiendo que no existe susceptibilidad a licuación por debajo de los primeros 20 m del perfil, debido a que en la mayoría de la literatura existente la evidencia de licuación ha sido constatada principalmente en profundidades menores a 20 m; y por otro lado se han considerado todas las deformaciones posibles, incluso en esos estratos más profundos, particular que puede revestir relevancia al momento de diseñar pilotes en los que el plano neutro se encuentre por debajo de las capas licuables.

En todos los análisis realizados se ha utilizado un escenario sísmico gobernante con un ambiente tectónico de tipo subducción y $M_w=7.5$ como condiciones sismológicas; mientras que como condición del registro se ha empleado un parámetro de intensidad de movimiento PGA de 0.4 g. Para escoger estos parámetros de entrada se tomó como referencia los resultados obtenidos en la desagregación de un estudio de peligro sísmico probabilístico (PSHA) realizado por Beauval (Beauval, Marinier, & Yépez, 2018).

En la estimación de los factores de seguridad contra licuación se evaluó preliminarmente la metodología de Zhang (Zhang, Robertson, & Brachman, 2002) y Robertson (Robertson, 2009) con un valor de $I_{c(cut-off)}$ de 2.6, recomendado por Robertson (Robertson & Wride, 1998), el cual según Gilstrap (Gilstrap, 1998) ha demostrado ser conservador, puesto que se ha encontrado que entre un 20 y 50% de materiales con I_c entre 2.4 y 2.6 exhiben un comportamiento arcilloso al medir límites de Atterberg en laboratorio. Para revisar el procedimiento específico y las ecuaciones matemáticas empleadas en la estimación del FS según las metodologías indicadas, se invita al lector a revisar los trabajos correspondientes.

Cabe destacar que la metodología de Robertson (2009) permite estimar el cyclic softening o ablandamiento cíclico para geomateriales con un I_c mayor a 2.6, es decir, suelos con comportamiento potencialmente arcilloso. Sin embargo, no se ha aplicado dicho criterio en los análisis realizados, debido que puede resultar muy conservador, puesto que aunque

pueda existir ablandamiento cíclico, generalmente en estos materiales se exhibe un comportamiento plástico que no genera un proceso de falla con altas deformaciones.

En la consideración del factor de escalamiento de intensidad sísmica (MSF), se ha empleado el criterio de la metodología de Zhang, y se han aplicado las correcciones K_σ y K_z (0.9) para considerar los efectos del incremento de esfuerzo confinante y los posibles esfuerzos iniciales de corte, en la resistencia cíclica al corte.

En el cómputo y análisis de datos para la estimación de los diferentes índices mencionados, se ha utilizado el Programa Cliq (2019). Para esto, en principio se importaron 464 archivos previamente procesados con el Software CPet-IT (más de 3 millones de mediciones), según lo indicado en la sección 3.1. Cada sondeo tenía inicialmente ciertas condiciones de nivel freático detectado al momento de la investigación de campo; sin embargo, dado que estas estimaciones están supeditadas a diversas variables estacionales o temporales, se uniformizaron los análisis señalando en general un nivel freático variable entre 2.5 y 3.5 m de profundidad en condición estática, y 1 m de profundidad durante un evento sísmico.

Todos los índices y factores obtenidos en cada uno de los 464 ensayos CPTu fueron ingresados a la base de datos, es decir: un valor de LPI, LSN, asentamientos verticales en campo libre post-licuación en los primeros 20 m, y asentamientos verticales en toda la columna de suelo investigada, por cada CPTu disponible. Posteriormente, se interpolaron los resultados usando métodos globales con ajuste local por diferencias finitas iterativas, para finalmente obtener mapas de comportamiento del suelo ante las sollicitaciones sísmicas estándar asumidas como escenario gobernante. Los resultados obtenidos serán ampliamente abordados en el capítulo 4.6.

3.4.2. Análisis de hincabilidad y capacidad de carga por métodos dinámicos

Otro análisis simplificado ejecutado fue la evaluación de la hincabilidad de pilotes prefabricados de sección cuadrada de 50 cm de lado hasta la profundidad de ubicación de un estrato rígido determinado cualitativamente según lo indicado en la sección 3.2. o hasta la profundidad disponible en el sondeo, en algunos casos. Junto con este análisis se realizó la estimación de capacidad de carga por fuste, por punta y total, variable a lo largo de la columna de suelo evaluada, empleando el método dinámico de ecuación unidimensional de propagación de onda. Todos estos análisis fueron realizados mediante el Programa GRLWeap que emplea internamente un algoritmo explícito de diferencias finitas para resolver la ecuación de propagación de la onda en un contexto aplicado a pilotes hincados (Smith, 1962).

El motivo por el que se han adoptado para los análisis pilotes de secciones de 50 cm de lado es empírico, pues analizando a grosso modo la base de datos de pilotes hincados instalados en Guayaquil de la empresa Tecnac, se pudo determinar preliminarmente que este tipo de pilotes son los que tienen una mayor presencia en los proyectos civiles y portuarios de las últimas décadas.

Los análisis fueron ejecutados para 151 sitios de estudio, de los cuales en 9 se ingresó un perfil de suelo obtenido mediante perforaciones, en algunos casos debido a la presencia de estratos relativamente blandos ubicados por debajo de estratos rígidos que fueron detectados cerca de la profundidad de rechazo de ensayos CPTu cercanos, y en otros casos debido a la presencia de perfiles tipo F4 con potentes estratos de arcilla (NEC 2015), que no permitieron caracterizar suelos arenosos en los primeros 45 m investigados como máximo por el CPTu.

En el proceso de selección de los 142 ensayos CPTu empleados en los análisis de hincabilidad, se estableció un criterio de zonificación, de tal manera que se abarcaran diversas áreas de la ciudad ubicadas en todas las zonas geotécnicas establecidas en el estudio de Vera (Vera, 2014), y en los sectores adyacentes de Daule, Samborondón y Durán. Se excluyeron en general perfiles de suelo F5, y zonas geotécnicas D5 y D4c en la zona norte adyacente a D5, debido a la presencia relativamente superficial de suelos de compactación densa, consistencia muy rígida o rocas, factores que dificultarían o impedirían la instalación de pilotes hincados.

El motivo fundamental por el que se decidió realizar análisis de hincabilidad como parte de este trabajo, era tener un criterio objetivo de determinación del estrato denominado “rígido”, para así calibrar la estimación cualitativa realizada en los 1289 puntos de la base de datos en un paso inicial de la caracterización geotécnica.

En cada análisis de hincabilidad se ha considerado la penetración del pilote con un martillo de tipo Pileco D46-32, que es un martillo con accionamiento simple que funciona a diesel, con 45 KN de fuerza en el accionador. Se ha realizado esta selección debido a que se ha revisado preliminarmente que este martillo o alguno de especificaciones similares es de los más empleados en el hincado de pilotes de 50 cm de lado.

Además, se ha considerado una hincada al 90% de la velocidad máxima, un rango plausible durante todo el proceso de instalación. Para el amortiguador del martillo se especificó un peso de 29 KN, y como amortiguamiento en el pilote se ha utilizado un material con Módulo E de deformación de 414 MPa y 10 cm de espesor.

En todos los análisis se ha realizado la corrida del algoritmo en 3 condiciones de Gain Loss Factor (GLF), que es un coeficiente que generalmente se encuentra en el rango de 0.5 a 0.75 en suelos jóvenes del Holoceno con una historia de esfuerzos entre normalmente consolidada y ligeramente consolidada, como los que se encuentran en la llanura aluvial y la zona deltaica estuarina de Guayaquil.

El GLF permite considerar la pérdida de resistencia durante la hincada, entre otras cosas debido a la generación de presión de poros positiva en suelos contractivos ante una aplicación de carga, que incide directamente en el número de golpes por decímetro necesarios para avanzar el pilote con el martillo especificado. Por lo tanto, se ha realizado un análisis paramétrico con 0.5, 0.75 y 1, este último con el fin de estimar la capacidad de carga del pilote (ya que representa la capacidad de carga a largo plazo, cuando ya se ha recuperado la resistencia “perdida” durante la hincada).

Una vez que se ingresaron los parámetros de hincabilidad relativos al sistema martillo-pilote, se procedió a estimar la distribución de resistencia a lo largo del pilote mediante un análisis estático, en el que se ingresa el perfil de suelo. En los análisis realizados con CPT, se importaron al GRLWeap los archivos de texto exportados del CPet-IT, para obtener el perfil de distribución con la profundidad del q_c y f_s y estimar así la resistencia estática con la metodología de Schmertmann (Schmertmann, 1978). En ninguno de los casos se ha limitado la resistencia unitaria para el cálculo de resistencia, sino que se ha indicado el máximo de cada perfil.

Por otro lado, en los análisis realizados con perforaciones, se ingresó una columna representativa de suelo luego de caracterizar el sitio, entre 10 y 12 estratos de suelo, en los que se especificó el peso volumétrico del material, el valor N medido en el ensayo SPT en el caso de estratos arenosos, y la medición de resistencia a la compresión simple o el número N en estratos arcillosos y limo-arcillosos. Una vez ingresado este perfil de suelo, se estima en el programa la resistencia unitaria.

Finalmente, en cada perfil se discretiza cada metro el sistema suelo-pilote con el fin de obtener los resultados de hincabilidad y capacidad de carga a las profundidades del análisis discreto. Los resultados son mostrados en el Anexo V para $GLF = 0.5$, representando una condición de pérdida de resistencia durante la hinca más típica de suelos arcillosos, y $GLF = 1$, para presentar una estimación de capacidad de carga por fuste y por punta a partir de la resistencia estática del suelo según Schmertmann, pero re-calculándola finalmente a partir de una resistencia total (estática y dinámica) en la que se consideran los efectos dinámicos durante la hinca.

En la selección de la longitud del pilote a la cual se ha estimado la capacidad de carga, se ha tomado como base el mapa de iso-estratos rígidos determinados de forma cualitativa, para considerar la primera profundidad en la que se han obtenido 20 golpes/dm según las condiciones anteriormente explicadas, y con $GLF = 0.5$. La premisa del mapa de iso-estratos rígidos es señalar preliminarmente un estrato competente en el cual teóricamente se podría obtener una capacidad total última de aproximadamente 200-250 t o cerca de 20 golpes/dm durante el proceso de hinca especificado. Por lo tanto, mediante los 151 análisis de hinca se ha estimado de manera objetiva la profundidad a la cual se cumple esta condición.

Ahora bien, dado que el mapa de iso-estratos rígidos constituye una aproximación cualitativa con ciertos criterios explicados en la sección 3.3., los resultados mapeados podrían diferir de las profundidades obtenidas con el análisis de hincabilidad. En trabajos posteriores, se ingresará a la base de datos la información estimada con los análisis de hincabilidad realizados. Se indicará la profundidad a la que se han obtenido 20 golpes/dm con $GLF = 0.5$, y su respectiva capacidad por fuste, punta y total con $GLF = 1$. En los sitios en los que por las condiciones del suelo no se hayan estimado lecturas de 20 golpes/dm, se registrará la profundidad a la que se estimó una capacidad total de 250 t con $GLF = 1$, y el número de golpes requerido para ello con $GLF = 0.5$. Finalmente, para enriquecer la información proporcionada con la base de datos, se indicará una capacidad por fuste, punta y total estimada a 20 y 25 m de profundidad, con $GLF = 1$, independientemente del número de golpes estimados durante la hinca. Por el momento,

con la información mostrada en el anexo V se pueden analizar todos estos detalles mencionados, que en su mayoría han sido tomados de manera referencial en este trabajo, para la elaboración del mapa de iso-estratos.

3.5. Ensayos de laboratorio: clasificación física de muestras, consolidación, y análisis SEM-XRD

En el análisis de los depósitos arcillosos deltaico estuarinos de Guayaquil, presentado por Vera (2014), se establecieron las zonas D1 a D3 como sectores geotécnicos estuarinos con presencia de diatomeas y cementación por pirita framboidal. Se indicó que en la zona D3 existe una mayor concentración de piritas y por ende mayor cementación que en la zona D1. En el estudio citado también se menciona que en la zona D4 correspondiente a suelos aluviales, la evidencia geotécnica relativa a la cementación de las arcillas no sustenta la presencia de piritas, y este particular es indicado como un aspecto relevante en la diferenciación de las zonas deltaico estuarinas de las zonas aluviales (Vera, 2014).

Como parte del exhaustivo trabajo realizado en la tesis referida para la caracterización de la estructura de la arcilla de Guayaquil, se escogieron dos muestras localizadas a 7.35 m y 8.35 m de profundidad en zonas deltaico-estuarinas sur y norte, y se efectuaron ensayos X-Ray Powder Diffraction (XRD) para diferentes fracciones del material, y ensayos Scanning Electron Microscopy (SEM) en 4 profundidades diferentes entre ambos sitios de estudio.

Ahora bien, en el presente trabajo se ha pretendido ampliar la base de datos existente referente a la composición de las arcillas de Guayaquil, incluyendo también sectores de Samborondón y Durán, con el fin de validar específicamente la presencia de diatomeas en sectores aluviales, y su distribución en las zonas deltaico-estuarinas. Se persigue además constatar la presencia o ausencia de piritas en las zonas aluviales, mediante análisis morfológicos a nivel microscópico (SEM) y análisis cuantitativos de las fases cristalinas (XRD). Se han realizado también 2 ensayos de espectrometría infrarroja por transformada de Fourier (FTIR), de manera complementaria para la posible identificación de piritas de fases no cristalinas en la estructura de suelos estuarinos, a través del espectro IR obtenido de la absorción de frecuencias de los minerales presentes en las muestras. Como un objetivo adicional, se plantearán algunas premisas relativas a la relación de estas microestructuras con el comportamiento general del suelo.

Con este fin, se realizó una campaña de muestreo distribuida en 13 diferentes sectores del área de estudio, a profundidades variables entre 3 y 14 m. En la figura 3.11 se muestra con amarillo la ubicación de las muestras extraídas y en la tabla 3.3 se indican las profundidades de las mismas. Además, con color rojo se ha identificado la ubicación de las muestras ensayadas en el trabajo de Vera.

Tabla 3.3. – Características de muestras obtenidas para ejecución de ensayos SEM y XRD

Número SEM	Ubicación	Sondeo	Muestra	Profundidad (m)
1	Kennedy	1	1	7.5
2	Barrio Cuba Sur-Este Gye	2	14	13.0
2.1	Barrio Cuba Sur-Este Gye	1	7	6.0
3	Puntilla Km 2	2	4	3.5
4	Durán Km 9 vía Durán-Tambo	1	3	8.0
5	Sur-Av. 25 de Julio	1	9	9.0
6	Parque Olmedo Malecón 2000	1	6	5.5
7	Sauces I	7	1	2.5
8	EB Progreso	8	1	3.0
9	PTAR Merinos	9	1	3.6
10	La Chala	10	2	3.5
11	Brisas de Procarsa - Durán	1	9	9.0
12	Isla Mocolí	1	4	4.5

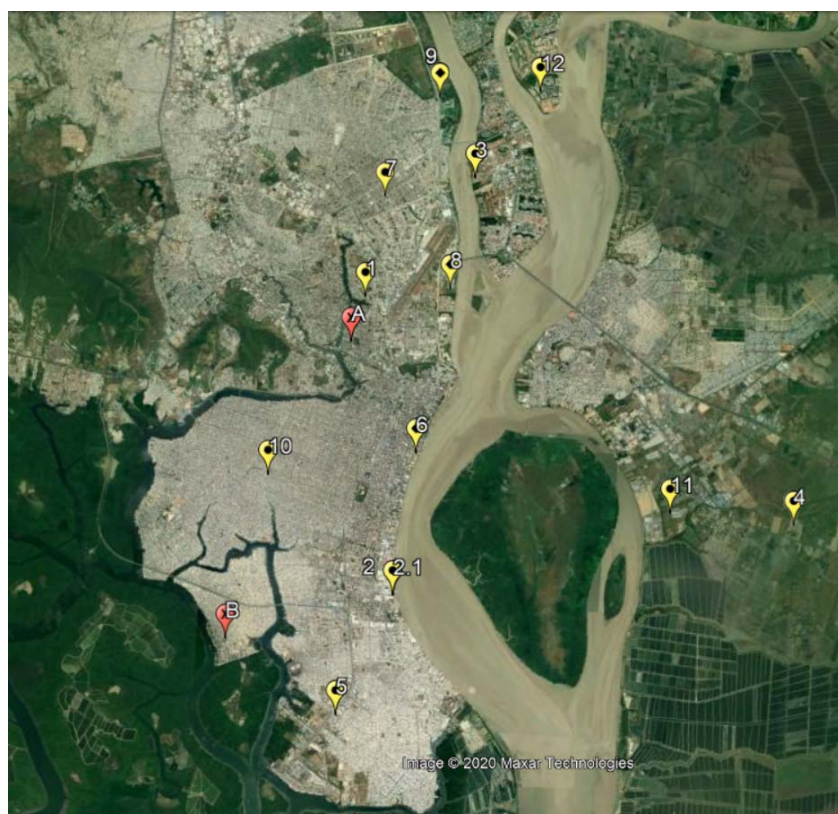


Figura 3.11. – Distribución de muestras obtenidas para ejecución de ensayos SEM y XRD

De las 13 muestras indicadas, 8 fueron obtenidas para proyectos realizados durante el período de análisis y redacción de esta tesis por las empresas Cevaconsult, Geocimientos y Geosísmica. Una vez que se recabaron muestras disponibles en ubicaciones idóneas que

permitiesen abarcar diversos sectores de Guayaquil, Durán y Samborondón; se escogieron 5 lugares adicionales, de entre los 32 puntos analizados con CPTu para esta tesis, para posteriormente muestrear inalteradamente a profundidades en las que se habían detectado suelos arcillosos según la caracterización geotécnica realizada con estos sondeos, y luego realizar ensayos de tipo geotécnico y otros para evaluar visual y cuantitativamente la composición microscópica de los suelos. Los trabajos de extracción de estas muestras adicionales fueron realizados por cortesía de Geosísmica y Geocimientos.

Las muestras fueron obtenidas mediante sondeos de perforación empleando tubos Shelby y conservando la muestra con parafina durante el proceso de traslado al laboratorio. Posteriormente, cada muestra fue extraída del tubo y se escogieron 3 segmentos: uno para la ejecución de los ensayos de clasificación y medición de resistencia al corte, otro para realizar un ensayo de consolidación, y un último segmento de muestra para realizar ensayos SEM y XRD (FTIR en dos muestras).

Los ensayos de clasificación física del suelo incluyeron medición de humedad, granulometría por tamizado y límites de consistencia, a partir de lo cual se cataloga al suelo según el sistema SUCS (Sistema Unificado de Clasificación del Suelo). Estos ensayos fueron realizados por las consultoras que obtuvieron las muestras, en 8 puntos de los 13 mencionados. Los ensayos de clasificación para las 5 muestras adicionales, fueron realizadas en un Laboratorio de Suelos particular, por cortesía de la consultora Geosísmica. Respecto a los ensayos de consolidación y medición de s_u con torvane, estos fueron realizados en un total de 11 muestras, 9 de ellas como cortesía de Geosísmica, y 2 disponibles de proyectos previos.

Posteriormente, cada muestra fue trasladada al Laboratorio de Evaluación de Materiales (LEMAT) de la ESPOL, para ejecutar los ensayos SEM, XRD y FTIR con la colaboración y soporte técnico del Ing. Julio Cáceres y del Dr. Mauricio Cornejo. Algunos procedimientos necesarios para la ejecución, y el marco teórico de la interpretación de estos ensayos, se encuentran detallados en Díaz-Rodríguez (2014), Smart & Tovey (1982), Welton (1984), Hillier (2000), Cook & Johsin (2009), Djomgoue, (2013) y Madejová (2003).

Las imágenes SEM fueron obtenidas empleando un microscopio electrónico de barrido marca FEI modelo Inspect S50 en modo de bajo vacío, y se visualizó la morfología y composición del suelo a escalas entre 10 y 100 μm . El proceso para ejecución de los ensayos SEM consiste esencialmente en: preparación de la muestra, colocación de la masa obtenida en el porta muestras, esparcimiento de la muestra sobre discos de carbono, recubrimiento de oro, cierre de la cámara porta-muestras y obtención de imágenes con los parámetros adecuados de visualización.

Para la preparación de la muestra, en primer lugar se obtuvo una masa de alrededor de 5 a 10 mg del cilindro de suelo, luego se colocó la misma en un desecador durante una noche, para posteriormente secar la muestra de suelo en una estufa durante 3 horas a una temperatura de 60° C, temperatura idónea para evitar la alteración de la estructura y morfología de la muestra.

Se ha seleccionado un voltaje de 10.5 kV para emitir el haz de electrones sobre la muestra, en función del nivel de opacidad o brillo que se desea observar en las imágenes; se empleó además un detector tipo BSED para una mejor visualización debido al recubrimiento de oro aplicado sobre la muestra, y una presión de 14 bar. En los ensayos realizados se han aplicado magnificaciones de entre 1000 x y 9000 x, lo que ha permitido obtener imágenes en escalas de 10 a 100 μm . Con esta escala de microfotografías y en función de la morfología que se pretendía identificar, el ‘spot’ o rendija de emisión de haz de electrones idóneo para una mejor resolución y nitidez de imagen, fue considerado entre 4.5 y 5 de apertura.

Los análisis XRD fueron realizados con el fin de estimar la proporción de compuestos minerales cristalinos de las muestras, incluido un porcentaje estimado de piritas, en caso de ser detectada, tanto en muestras de suelos aluviales como muestras deltaico estuarinas. Para este ensayo se empleó un difractómetro marca PANalytical modelo X’pert PRO dispuesto de un tubo de rayos X. El procedimiento del ensayo consiste básicamente en triturar la muestra de tal forma que pase por un tamiz 325 para posteriormente hacer pasar un haz de rayos X a través de las partículas de la muestra aleatoriamente dispuestas y colocadas en el porta muestras en la cámara del equipo (Díaz Rodríguez, 2014). Finalmente, se procesa y analiza el difractograma obtenido con el programa X’pert HighScore Plus, haciendo uso de la ley de Bragg para calcular la distancia entre los planos cristalinos a partir de ángulo de difracción y así deducir el arreglo atómico que produjo el difractograma, cuantificando por el método de Rietveld (Hillier, 2000).

En la sección 4.7 se realiza un breve análisis de los resultados obtenidos con estos ensayos, y su correspondencia con la investigación geotécnica disponible hasta la actualidad.

4. Resultados y análisis

Se ha recopilado una base de datos consistente en 1289 sondeos, los mismos que han sido ejecutados en todas las zonas geotécnicas definidas previamente en el trabajo de Vera (Vera, 2014), así como en los sectores adyacentes de Daule, Durán y Samborondón; y abarcan toda la gama de tipo de perfiles de suelo según la NEC 2015. A lo largo de este capítulo se hará referencia a algunos detalles mencionados en estos dos documentos.

En todos los sondeos, se ha realizado una clasificación preliminar rápida del comportamiento del perfil de suelo y de su zona geotécnica. Asimismo, en todos los casos se determinó preliminarmente la ubicación de un estrato considerado rígido, acorde a los lineamientos indicados en la sección 3.3.1.

Según la NEC 2015, los perfiles de suelos pueden ser de tipo D, E, y F1 a F6, mientras que los materiales rocosos son clasificados como A, B y C, por lo que para cada sondeo completo en su registro, fue especificado el tipo de perfil correspondiente acorde a las propiedades geotécnicas, por simple inspección. La clasificación según la NEC pretende evaluar el comportamiento completo de la masa de suelo bajo sollicitaciones sísmicas,

partiendo de propiedades estáticas comúnmente medidas y estimadas durante los sondeos en los primeros 30 m de suelo. En el análisis estadístico geotécnico mostrado en la sección 4.1.2. se especifican algunos detalles de la clasificación realizada.

En el Estudio de Microzonificación se establecieron las zonas geotécnicas D1 a D7, las mismas que han sido especificadas en todos los sondeos de la base de datos, incluso para sondeos incompletos, dado que son zonas claramente delimitadas geográficamente, y solo se requiere de la ubicación del sondeo para su determinación. También se han indicado los sectores de los sondeos realizados fuera de Guayaquil, acorde a lo indicado en la sección 3.3. A lo largo de las secciones 4.1.2. y 4.2 se han mencionado algunas de las características de las zonas geotécnicas definidas; para detalles adicionales véase el trabajo de Vera (2014).

Por otro lado, en 464 ensayos CPTu (se han excluido 4 CPTs sobre agua y un CPT con un estrato rígido inusualmente superficial), se ha evaluado la variación espacial de la resistencia no drenada al corte (s_u) estimada en suelos con comportamiento arcilloso y de la compacidad en suelos arenosos (D_r); además, se han realizado análisis de susceptibilidad a licuación mediante la evaluación de índices de comportamiento y severidad.

También se han realizado análisis de hincabilidad y capacidad de carga para cimentaciones profundas de una configuración típica y para un martillo especificado, con el fin de corroborar las condiciones de rigidez de los estratos establecidos en las evaluaciones preliminares.

Finalmente, se han evaluado 13 muestras extraídas según una amplia distribución geográfica, desde un contexto geotécnico y morfológico, logrando visualizar mediante microfotografías SEM, la composición de los suelos arcillosos de Guayaquil y alrededores; se complementó la investigación con análisis cuantitativos de las fases cristalinas a través de ensayos XRD. Los resultados y análisis de resultados de todo el trabajo anteriormente indicado, son desarrollados en esta sección.

4.1. Análisis estadístico de la base de datos

En esta sección se analiza estadísticamente de manera somera, las variables consideradas para cada uno de los sondeos de la base de datos recabada. Se clasifica a estas variables como cualitativas y cuantitativas.

Entre las variables cualitativas que se analizan a continuación, se mencionan: tipo de sondeo (Perforación o CPTu), fuente de la información, año de ejecución, perfil de suelo según NEC 2015, zona geotécnica (Vera, 2014) o ubicación. Entre las variables cuantitativas generales se indican: coordenadas de ubicación y profundidad de sondeos. Adicional a esto, las variables cuantitativas de tipo geotécnico (resistencia al corte, susceptibilidad a licuación, etc.), serán analizadas en las secciones 4.3 a 4.6 haciendo uso

de técnicas de interpolación para un mapeo general de las propiedades y variables estadísticas zonales.

4.1.1. Características generales de la base de datos

De la base de datos definitiva de 1289 sondeos, 469 (36.4%) son de tipo CPTu (C), 8 (0.6%) son veletas de campo (V), y 812 (63%) son sondeos con recuperación de muestra. De los 469 CPTs considerados, 31 han sido realizados específicamente para esta tesis (CT), y en 23 (SC) se ha realizado medición del perfil de velocidad de onda de corte (24 considerando un CPTu con medición de v_s realizado para esta tesis, incluido en los 31 indicados). De los 812 sondeos con recuperación de muestra, solo 2 no corresponden a perforaciones, sino a calicatas. Para propósitos prácticos, se indicará un total de 477 (37%) ensayos de investigación in situ, y 812 perforaciones; no se ha considerado en las estadísticas un perfil de veleta de campo que fue realizado en la etapa final del trabajo. En la figura 4.1.1 se puede observar la distribución anteriormente detallada.

Aunque se partió de la información disponible de la empresa Subterra, y de los ensayos exploratorios realizados para esta tesis (452 ensayos en total, 35%); posteriormente se obtuvo información de las consultoras Nylic y Geosísmica, que aportaron con 368 perforaciones (28.5% del total), realizadas entre el año 1963 y el año 2020. De estos sondeos, 31 no fueron ejecutados por las consultoras mencionadas, sino que han sido registros obtenidos en trabajos de fiscalización realizados por Nylic. En el resto de ensayos ejecutados por estas dos consultoras, se conoce el tipo de martillo empleado en la perforación, y detalles adicionales de los proyectos en los que se realizaron los trabajos, lo que ha contribuido a la clasificación de perfiles y análisis de caracterización geotécnica.

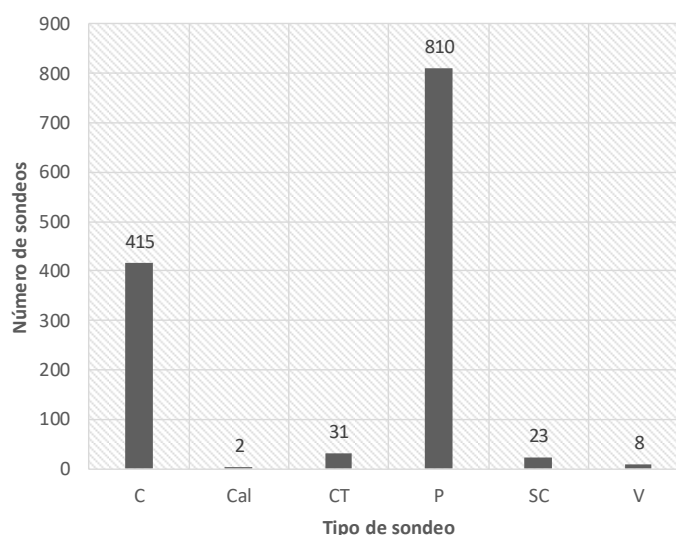


Figura 4.1.1. - Distribución por tipo de sondeos

Considerando los sondeos ejecutados para esta tesis, el resto de sondeos de Subterra, y las perforaciones ejecutadas por Geosísmica y Nylic, se obtuvo un total de 789 registros (61.2% del total), que podrían ser utilizados para la ejecución de análisis geotécnicos posteriores, que excedan el alcance de este trabajo.

Adicionalmente, se recibió información de las siguientes consultoras: Geoestudios (245 sondeos, 19%), Geocimientos (39 perforaciones, 3%), Construladesa (34 perforaciones, 2.6%), Cevaconsult (25 perforaciones, 1.9%), Ormegasa (15 perforaciones, 1.2%), entre otras. Finalmente, se ha complementado la base de datos de 1235 sondeos (95.8%) con 54 perforaciones obtenidas de la base de datos estudiada en la tesis de Vera, para un total de 1289.

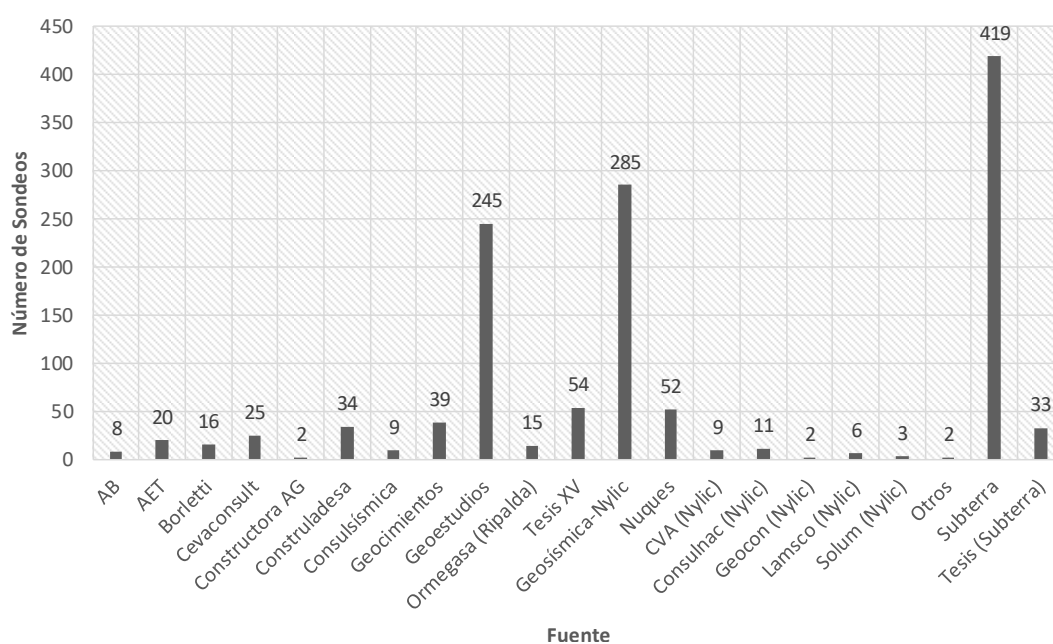


Figura 4.1.2. – Fuente de sondeos

Un aspecto relevante en un trabajo de recopilación de información proveniente de varias fuentes, es que la metodología de trabajo podría diferir ligeramente, propiciando la generación de información que difícilmente pueda ser evaluada en un contexto uniforme de análisis. En Geotecnia, este particular se podría acentuar si un gran porcentaje de los registros son muy antiguos o si la información recabada tiene datos incompletos.

Es por este motivo, que en el presente trabajo se ha convenido limitar la cantidad de información antigua o incompleta (p.ej., lavado sin recuperación de muestra en una parte del sondeo), y emplearla únicamente en sectores en los que la información disponible no es vasta.

En la figura 4.1.3 se muestra la distribución de sondeos por año y por lustro de ejecución. Del conteo realizado se puede indicar que 966 sondeos, un equivalente al 75% de la información, fueron realizados a partir del año 2010; mientras que un 90.5% de la

información (1166 sondeos) fue obtenida a partir del año 2000. Esto implica que solo en un 9.5% de los casos, la información disponible en esta base de sondeos data de hace más de 20 años; particular que podría permitir tener un grado de confianza considerable al momento de realizar cualquier análisis posterior.

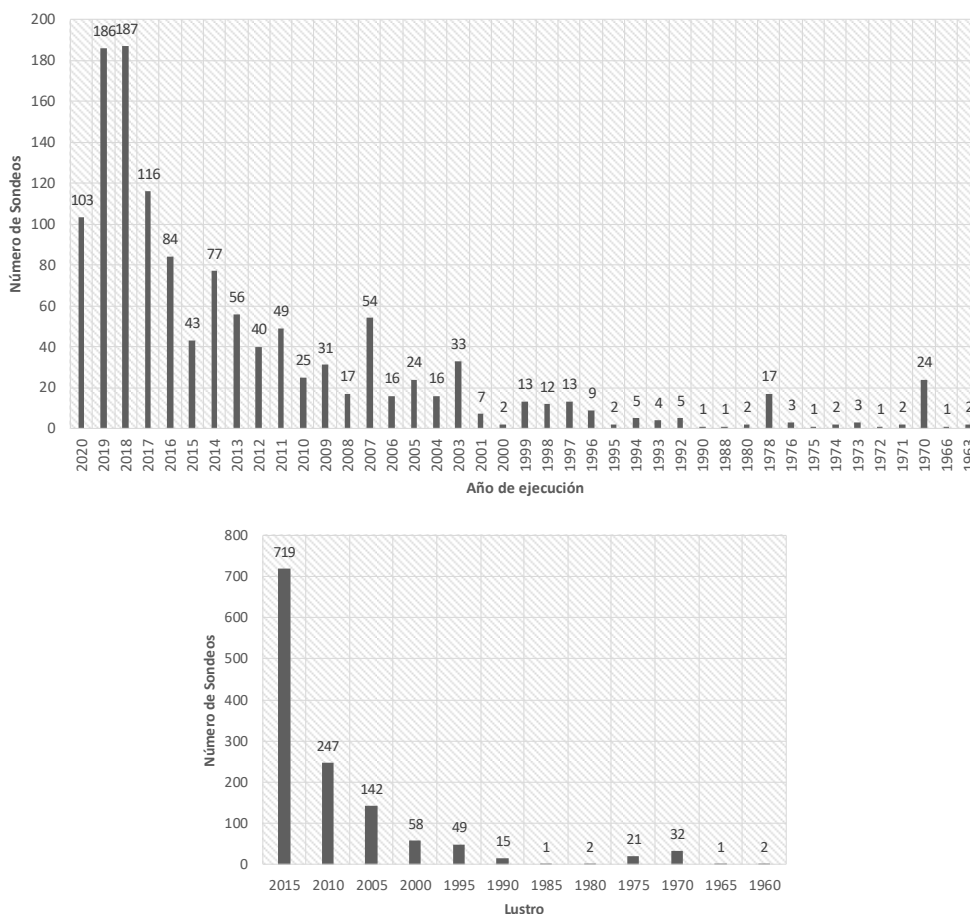


Figura 4.1.3. – Distribución de sondeos por años y lustros

A continuación, en la figura 4.1.4 se muestra un histograma de frecuencias de la profundidad de los 1289 sondeos. La profundidad mínima registrada es de 2.25 m (roca casi superficial), mientras que la profundidad máxima es de 145.2 m, se ha calculado un promedio de 27.7 m y una desviación estándar de 12.0. Debido a que existen solo 2 sondeos con una profundidad mayor a 75 m, se ha mostrado el histograma saturando la variable de profundidad en 75 m, con el fin de obtener una mejor visualización y entendimiento de la distribución de profundidad. Siendo así, se observa que un total de 812 sondeos (63%) tienen una profundidad mayor a 24.1 m, mientras que 1068 registros (83%) tienen una profundidad mayor a 16.8 m.

Cabe destacar que, aunque un 24.4% de los sondeos (314 registros) tienen menos de 20 m de profundidad, (7%, es decir 92 sondeos, son menores a 9.5 m) solo se han incluido 2

sondeos de menos de 20 m que no llegaron a rechazo. Estos sondeos son de tipo CPTu, y fueron considerados en un caso, debido a que sería útil en la interpolación de parámetros de resistencia, y en otro porque se midió el perfil de v_s ; el resto de sondeos que no llegaron a rechazo, tienen una profundidad mayor a 20 m, por lo que de igual manera aportan gran información sobre el tipo de perfil geotécnico.

En total se incluyeron 51 ensayos que no llegaron a rechazo, de los cuales solo 12 culminaron con un N_{60} menor a 20 golpes o q_t menor a 10 MPa. No se ha considerado, por lo tanto, sondeos de menos de 20 m en los que no se haya llegado a rechazo, salvo los 2 indicados en el párrafo anterior, por tener otras características plausibles para los análisis. Los 314 sondeos con una profundidad menor a 20 m incluidos en la base de datos (de los cuales 182 tienen menos de 15 m, 14.1%), son sondeos en los que se ha llegado a un material competente, sea este suelo, un material asimilable a roca, o inclusive roca.

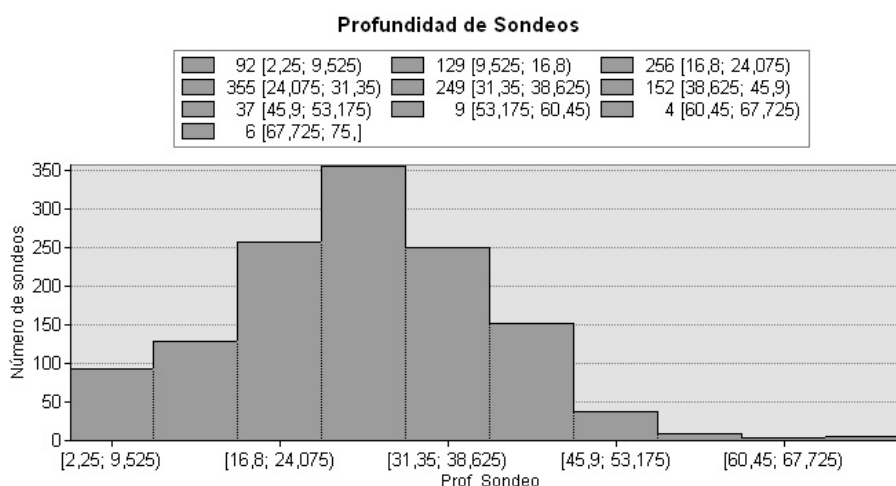


Figura 4.1.4. – Histogramas de distribución de frecuencias de profundidad de sondeos

Si se consideran únicamente los 464 CPTs incluidos en la base de datos, para los que se han realizado análisis geotécnicos simplificados, se obtiene una profundidad promedio de 24.7 m, con una desviación estándar de 8.2. 142 CPTu (30.6%) superan los 30 m de profundidad, mientras que 27 (5.8%) tienen menos de 10 m; sin embargo, solo 2 no llegaron a una profundidad de rechazo.

A continuación, se indican algunas otras características generales de la base de datos: de los 1289 sitios de análisis, en al menos 84 sondeos se detectó roca, además de otros sondeos en los que no se indicaba expresamente en el registro la detección de roca, pero sí de un material semejante; 33 sondeos de la base de datos fueron ejecutados sobre agua en el Río Guayas y en el Río Daule, y 30 más son sondeos en agua sobre brazos de estero; 66 sondeos se encuentran en estado incompleto, ya sea porque se ha empleado una metodología de solo lavado en ciertos segmentos de la perforación, o porque solo se ha proporcionado un perfil estratigráfico; y finalmente, 99 sondeos tienen un margen de error en la ubicación mayor a 20 m.

4.1.2. Clasificación geotécnica preliminar

Además de la evaluación de las propiedades generales del conjunto de sondeos constituyentes de la base de datos, se ha realizado una clasificación preliminar geotécnica, con el fin de orientar respecto al tipo de perfil de suelo para diseño sísmico detectado en cada sondeo (NEC 2015). De manera complementaria, se ha analizado la distribución de información por zona geotécnica dentro de Guayaquil (Vera, 2014), y por sector geográfico-administrativo fuera de la urbe.

En la figura 4.1.5 se muestra un histograma discreto que contiene la totalidad de los sondeos recabados en la base de datos (se excluyen los perfiles de veletas), según el tipo de perfil (según NEC) identificado en el registro del sondeo, distinguiendo entre CPT's (C) y Perforaciones (P). Durante el proceso de clasificación, se identificaron varios sondeos que correspondían a más de un perfil geotécnico, y otros en los que la información evaluada por inspección visual no era suficiente para ser concluyentes, generando ambigüedades en el resultado.

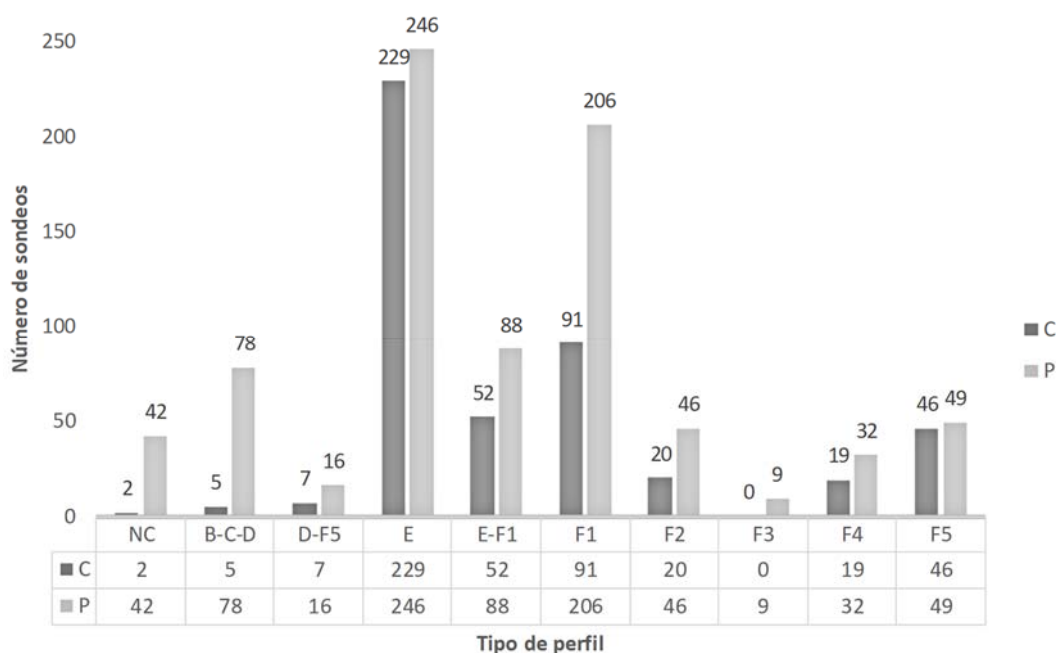


Figura 4.1.5. – Histogramas discretos del tipo de perfil geotécnico (NEC 2015) según el tipo de sondeo

Con el fin de simplificar la visualización y entendimiento de estos datos preliminares, se muestran 9 categorías de perfiles: los perfiles tipo B, C y D, y los sondeos en los que se podía concluir la presencia de 2 de estos 3 tipos de roca-suelo, han sido marcados en una sola categoría B-C-D; los perfiles E, F, y aquellos en los que el análisis rápido podía indicar la presencia de ambos, conforman 3 categorías diferentes (E, F y E-F1); los otros perfiles

de suelo que requieren análisis específicos y más sofisticados de las propiedades estáticas y la respuesta dinámica (F2 a F5), incluso cuando un mismo perfil puede contener varias necesidades especiales, han sido catalogados cada uno en un grupo diferente, según la característica peculiar más relevante.

Cabe resaltar que no se ha clasificado ningún perfil tipo F6 (rellenos sin control ingenieril), dado que resulta un poco ambigua su determinación solo a partir de la revisión de un sondeo. Finalmente, los sondeos cuya información no permitía ser concluyente en la clasificación, debido a estar incompletos, han sido indicados con las letras NC (no clasificado). En total, se clasificaron 1239 perfiles de suelo.

Es necesario indicar también, que las proporciones y porcentajes mencionados en esta sección son solo de tipo orientativo, y están supeditados a la distribución de sondeos de esta base de datos específica; las perforaciones y CPTs han sido realizados intencionalmente en cada punto de estudio, ya sea por el requerimiento de un proyecto de construcción, o por propósitos investigativos. Por lo tanto, la variable de ubicación geográfica de los sondeos, no puede considerarse aleatoria, y en consecuencia, en los resultados mostrados podrían subyacer sesgos importantes.

Se puede observar que un total de 912 sondeos de la base de datos recopilada (equivalentes a un 73.6%), han sido preliminarmente clasificados como E o F1; es decir, o presentan arcillas de consistencia blanda en un espesor mínimo de 3 m, o contienen intercalaciones de arenas de compacidad variable entre suelta y media, susceptibles a licuación. Para la asignación de los perfiles F1, se han considerado sondeos con un mínimo de 2 m de arenas susceptibles, con el fin de uniformizar la evaluación de registros de perforación y registros CPTu. De los 912 sondeos clasificados como E o F1, en 437 casos (35.3% del total), podría haber presencia de suelos licuables (F1).

Las arenas clasificadas como susceptibles en registros de perforación, solo para propósitos de esta clasificación preliminar han sido aquellas con N_{60} menor a 20 golpes en el espesor mínimo anteriormente indicado; mientras que en ensayos CPTu, se ha considerado la susceptibilidad para capas con D_r menor al 60%, aunque posteriormente se han reevaluado algunos casos, a partir de los resultados de los análisis de licuación realizados.

Para la clasificación de perfiles tipo E, se ha considerado la existencia de arcillas blandas con s_u menor a 50 kPa, estimada en los CPTs a partir de las mediciones de q_t , y a través de un factor N_{kt} variable en función del F_r , según Robertson. Por otro lado, en los registros de perforación, se han priorizado las mediciones de torvane y veleta manual, así como de los ensayos de compresión simple, sobre el valor N_{60} que ha sido medido en arcillas en muchos registros proporcionados. Debido a que un valor N_{60} en arcillas no permite caracterizar su resistencia apropiadamente, y considerando que varios registros contienen este tipo de mediciones, se ha adoptado un N_{60} menor a 10, como el rango para clasificar preliminarmente un estrato arcilloso como blando.

En un 55.0% de los registros evaluados (681 sondeos), se han identificado suelos con características peculiares, que requieren análisis detallados y una investigación geotécnica más exhaustiva, debido a: ser susceptibles a licuación, contener suelos orgánicos o con IP excesivo, estar constituidos por potentes estratos de arcilla blanda o firme de 30 m de

espesor, o presentar altos contrastes de impedancia que pueden controlar la respuesta dinámica.

Debido a que en los ensayos CPTu no se miden propiedades índices, como los límites de consistencia, no se ha clasificado como tipo F3 a ningún perfil obtenido con CPTu, dado que los perfiles F3 están constituidos por arcillas con IP mayor al 75% y con al menos 7.5 m de espesor. Sin embargo, sí se han clasificado perfiles tipo F2 (más de 3 m de suelos orgánicos y turbas) a partir del CPTu, empleando la clasificación SBTn, que considera un I_c normalizado.

Para la determinación de perfiles F4, se ha adoptado un valor de s_u de menos de 75 kPa estimado a partir del CPTu, como el umbral de análisis para indicar que el perfil contiene arcillas blandas a firmes en un espesor de al menos 30 m; mientras que en registros de perforación se ha considerado un límite de N_{60} igual a 15 golpes, cuando no se han medido en todos los estratos los valores de torvane o veleta, a partir de muestras inalteradas.

Los suelos F5 han sido evaluados preliminarmente considerando la presencia de contrastes de impedancia en los primeros 25 m (NEC 2015 indica 30 m). Para esto, en la mayoría de los sondeos de perforación, se ha realizado una inspección visual rápida de transiciones relevantes en rigidez; mientras que en los CPTs se ha considerado también la estimación de v_s de Robertson a partir del Q_{tn} , para estimar la presencia de suelos F5 si el contraste de impedancia es mayor a 2.

En un 1.9% de los casos, se han identificado perfiles aparentemente competentes, que podrían ser clasificados como suelos rígidos tipo D; sin embargo, existen pequeños estratos blandos que podrían generar una respuesta dinámica gobernada por las altas deformaciones por corte en la transición con los suelos rígidos, y por ende podrían ser tipo F5. En estos casos, se debe realizar un estudio de respuesta dinámica local para evaluar satisfactoriamente el efecto de estos contrastes en la amplificación del comportamiento sísmico.

Por otro lado, se han registrado 83 sondeos (6.7% del total) con un comportamiento competente del perfil de suelo, ya sea por la presencia de rocas relativamente superficiales, o suelos rígidos. Este tipo de perfiles generalmente se encuentran distribuidos geográficamente hacia el norte de Guayaquil, y adyacentes a afloramientos rocosos de las Formaciones locales. Este apartado no debe confundirse con la información mencionada en la sección 4.1.1., referente a que en 84 sondeos se ha detectado roca a profundidades variables durante la exploración.

Cabe destacar que, de los 83 sondeos con un perfil competente, 39 fueron ejecutados en afloramientos teóricos de la roca (3.1%); mientras que 44 sondeos (3.6%) contienen perfiles de suelo rígido o roca, a pesar de no encontrarse específicamente en un afloramiento rocoso. Para determinar este particular, se ha superpuesto en el mapa de ArcGIS la base de datos actual con el mapa de zonas geotécnicas y afloramientos rocosos presentado por Vera.

En la figura 4.1.6 se muestra la distribución espacial de los sondeos de la base de datos, considerando el tipo de perfil detectado. Se ha empleado una etiqueta de colores, según la

cual, se visualizan con rojo los perfiles tipo E; con rojo oscuro los perfiles tipo F2, F3 y F4; mientras que con gris se muestran los perfiles F1. Con verde oscuro se muestran los perfiles B, C y D; y finalmente con verde claro se ha clasificado preliminarmente a los suelos con indicios de comportamiento F5. En el caso de perfiles en los que preliminarmente se ha determinado una posible ambigüedad, se ha indicado el tipo de suelo menos competente.

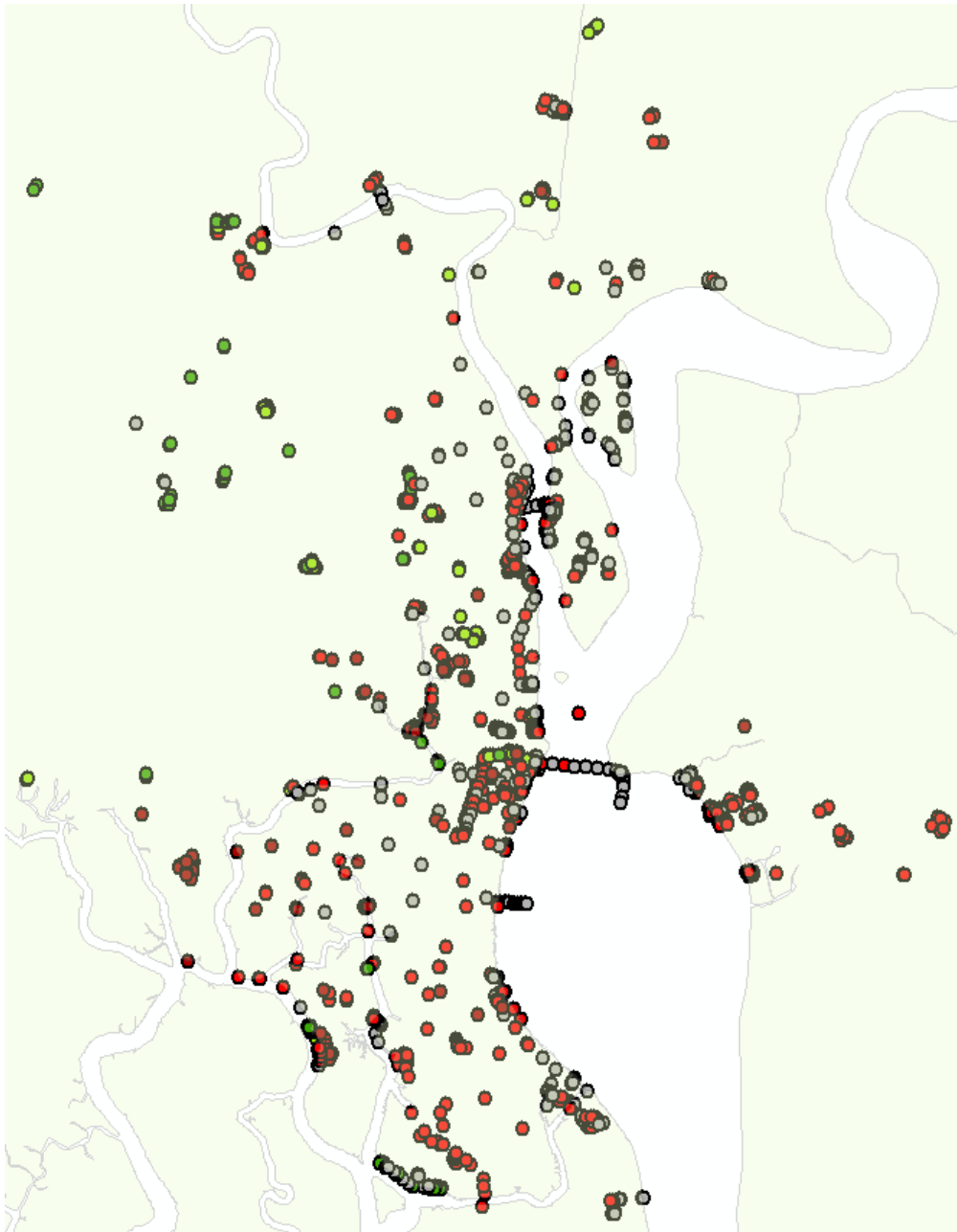


Figura 4.1.6. – Clasificación preliminar de perfiles geotécnicos según NEC 2015 con etiqueta de colores

También se muestra en la figura 4.1.7 un histograma discreto de la distribución de sondeos según su tipo y según la zona geotécnica en la cual fue ejecutado. De esta manera, se han identificado sondeos correspondientes a las 10 zonas y subzonas geotécnicas existentes en Guayaquil según Vera (Vera, 2014). Además, se han identificado y cuantificado por sector geográfico o administrativo, los sondeos ejecutados fuera de la ciudad, en zonas adyacentes de Daule, Durán, Samborondón, Puntilla y la Isla Mocolí, así como los sondeos realizados sobre el Río Guayas y sobre el Río Daule.

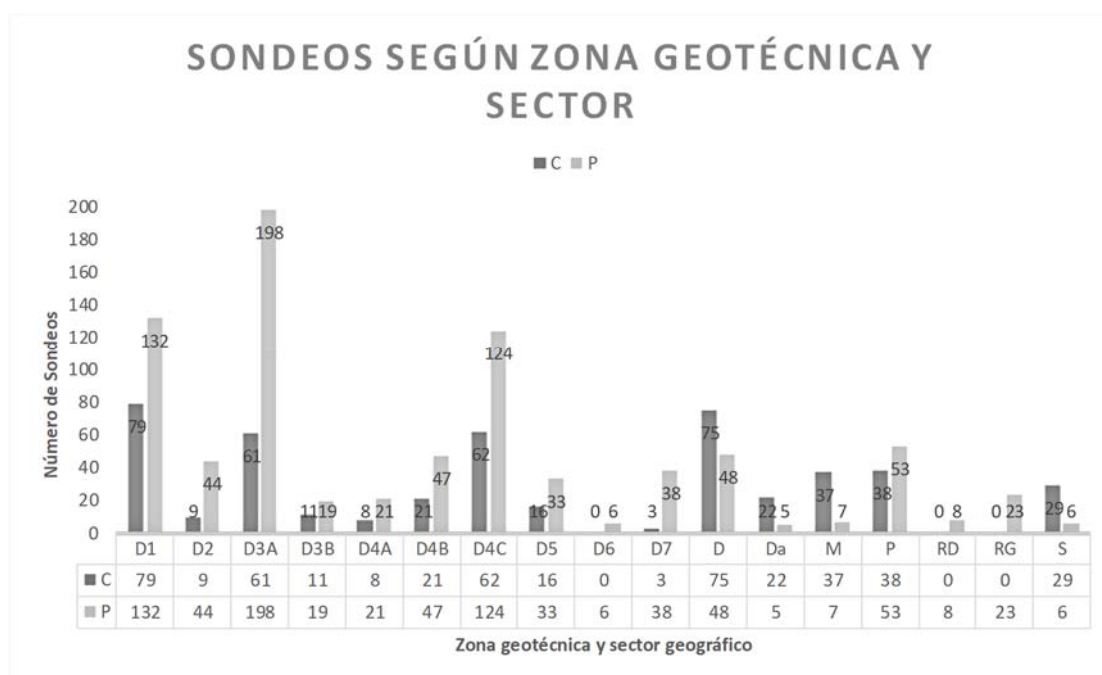


Figura 4.1.7. – Histogramas discretos de la zona geotécnica (Vera 2014) o el sector, según el tipo de sondeo ejecutado

Un total de 934 sondeos (72.5%) han sido realizados en Guayaquil, de los cuales 555 (43.1%) fueron ejecutados en la zona deltaico-estuarina, y 283 (22.0%) pertenecen a la zona aluvial. 324 registros (25.1%) de la base de datos fueron obtenidos en sectores de Daule, Durán y Samborondón, adyacentes a Guayaquil, hasta una distancia máxima de 19 km medidos desde el centro de la ciudad; y 31 (2.4%) perforaciones fueron realizadas en los Ríos Guayas y Daule.

Por otro lado, 127 sondeos (9.9%) han sido ejecutados en Durán, 27 (2.1%) en Daule, 170 (13.2%) en Samborondón (incluidos la Puntilla e Isla Mocolí), y 31 en los ríos adyacentes a Guayaquil.

De los 555 sondeos ejecutados en Guayaquil en la zona con influencia del estero, 291 (22.6% del total) fueron ejecutados en la zona geotécnica D3, siendo esta la zona geotécnica con mayor información en esta base de datos. Le siguen en cantidad de puntos,

la anteriormente indicada zona aluvial D4; y la zona D1 con 211 sitios estudiados (16.4%). Un menor porcentaje de información ha sido recabado en las zonas deltaico sur (D2) y aluvio-lacustre (D5), donde se tienen en total 53 (4.1%) y 49 (3.8%) sondeos, respectivamente. Para propósitos prácticos, en la zona D1 se han incluido sondeos realizados en el sector de las Esclusas y hacia el sur, aunque esta zona no está abarcada en la zonificación de Vera.

Si se consideran solo los sondeos realizados en Guayaquil, se tiene que de un universo de 934 sondeos (100%), 59.4% corresponden a la zona deltaico-estuarina, 30.3% a la zona aluvial, 5.9% son sondeos en zonas aluvio-lacustre y coluvial, y finalmente un 4.4% de los sondeos han sido realizados en afloramientos rocosos.

Al comparar la cantidad de información recabada con la información previamente existente del Estudio de Microzonificación, se puede observar que se ha incrementado significativamente la base de datos existente de la ciudad y sus alrededores. Para la Microzonificación, se emplearon 590 sondeos distribuidos en toda la ciudad, y a continuación se indica una distribución aproximada de estos sondeos, en función de la zona geotécnica de ejecución.

La estadística mencionada es una aproximación, porque se ha hecho una ponderación a partir de los 450 sondeos cuya ubicación fue digitalizada luego de ser identificada en la imagen disponible: aproximadamente 324 sondeos (54.9%) fueron ejecutados en zonas deltaico estuarinas; 76 perforaciones (12.9%) fueron realizadas en zonas aluviales; 71 (12%) son registros en sectores con afloramiento rocoso; y el resto de perforaciones (119, 20.2%) pertenecen a las zonas aluvio-lacustre y coluvial. Se muestra una tabla resumiendo la información mencionada.

Tabla 4.1.1. – Distribución de sondeos por zona geotécnica en base de datos actual y estudio de Microzonificación

Base de datos actual			Microzonificación-Tesis XV		
<i>Zona</i>	<i>Núm. de Sondeos</i>	<i>Porcentaje</i>	<i>Zona</i>	<i>Núm. de Sondeos</i>	<i>Porcentaje</i>
D1	211	22.6	D1	94	15.9
D2	53	5.7	D2	51	8.6
D3A	261	27.9	D3A	175	29.7
D3B	30	3.2	D3B	4	0.7
D4A	29	3.1	D4A	14	2.4
D4B	68	7.3	D4B	4	0.7
D4C	186	19.9	D4C	58	9.8
D5	49	5.2	D5	101	17.1
D6	6	0.6	D6	18	3.1
D7	41	4.4	D7	71	12.0
Subtotal	934	100.0	Total	590	100.0
FG	355				
Total	1289				

Se ha analizado también la densidad de sondeos por zona geotécnica, y se ha observado que entre 4 y 12 sondeos de alta confiabilidad por km^2 se han logrado recabar en todas las subzonas geotécnicas aluviales y deltaico-estuarinas, que constituyen el principal objeto de estudio en esta tesis. Solo se exceptúa la subzona D3b, con una densidad de alrededor de 2 sondeos por km^2 , particularmente atribuido a la ubicación de esta zona geotécnica, alrededor de sectores protegidos por la presencia de manglar. Para la estimación de las áreas de cada zona geotécnica, se ha utilizado la información de uso público proporcionada por la M.I. Municipalidad de Guayaquil, a través de su página web.

En las zonas aluvio-lacustres (D5) y coluviales (D6), la densidad obtenida es de alrededor de 1 sondeo por km^2 , detalle que no reviste gran relevancia, debido a que el enfoque principal de esta tesis está orientado hacia la caracterización de zonas aluviales y deltaico-estuarinas. Por otro lado, D7 corresponde a afloramientos rocosos, particular que excede ligeramente el alcance de una caracterización geotécnica.

Cabe destacar también que las zonas aluvio-lacustres se encuentran extendidas alrededor de afloramientos rocosos de la Formación Cayo, y la existencia de estratos de suelo blando en espesores potentes resulta menor que en el resto de zonas geotécnicas. Al realizar un análisis respecto al tipo de perfil de suelo (NEC 2015) que se ha encontrado en la zona D5, se observa que un 29.3% de sondeos corresponden a perfiles competentes tipo B, C o D, mientras que un 65.9% presentan indicios de contrastes altos de impedancia en los primeros metros de suelos (perfiles F5). Solo un 4.8% de estos suelos fueron clasificados como un perfil diferente a B, C, D o F5 debido a contar con arcillas orgánicas en la porción superficial de suelo blando, pero incluso estos perfiles presentan contrastes de impedancia relevantes como un problema geotécnico adicional.

Un asertivo fin de investigación a futuro, podría ser cuantificar mediante análisis de respuesta de sitio, el rango de deformaciones por corte estimado en los contrastes de impedancia de este tipo de perfiles, pues analizando los primeros 30 m de suelo, y si se empleara únicamente un criterio de clasificación por onda cortante, el v_{s30} estimado en general debería ser alto, entrando en la categoría de suelos rígidos D; pero si la respuesta del perfil fuera controlada por las transiciones superficiales entre fases blandas y rígidas, por compatibilidad de deformaciones se generarían demandas de corte que propiciarían una amplificación de la respuesta dinámica en un sistema de cimentación.

En el estudio de Microzonificación, la densidad de información analizada dentro de la zona deltaico-estuarina fue de entre 3 y 9 sondeos por km^2 (exceptuando la subzona D3b con menos de 0.5 sondeos por km^2); mientras que en la zona aluvial fue de entre 0.5 y 2.5 sondeos por km^2 . En las zonas D5 y D6 es donde se estimó una mejor densidad de la base de datos de la Microzonificación respecto a la base de datos actual, con densidades ligeramente más altas. Se sintetiza el análisis realizado en la tabla 4.1.2.

En general, la densidad global de sondeos disponibles dentro de Guayaquil, excluyendo las áreas de afloramientos rocosos, es de 4 sondeos por km^2 para el estudio actual, y 2.3 sondeos por km^2 en el estudio de microzonificación. Por lo tanto, al analizar la densidad de sondeos por zona geotécnica y la densidad global, se puede constatar que para la actual base de datos se ha recopilado una gran cantidad de información que será muy útil para

los análisis presentados en esta tesis, e incluso análisis posteriores que no podrán ser abordados en este trabajo por limitaciones de tiempo.

Tabla 4.1.2. – Densidad de sondeos por área para cada zona geotécnica en base de datos actual y anterior estudio

Zona	Área (m ²)	Base de datos actual		Microzonificación - Tesis XV		
		Sondeos totales	Sondeos/km ²	Sondeos estimados	Sondeos totales	Sondeos/km ²
D1	18355412.16	211	11.5	72	94	5.1
D2	5960011.425	53	8.9	39	51	8.6
D3A	60629488.82	261	4.3	133	175	2.9
D3B	15853490.6	30	1.9	3	4	0.3
D4A	5609496.173	29	5.2	11	14	2.5
D4B	7830600.623	68	8.7	3	4	0.5
D4C	37764155.63	186	4.9	44	58	1.5
D5	66335105.42	49	0.7	77	101	1.5
D6	5081732.262	6	1.2	14	18	3.5
D7	711549381.3	41	0.1	54	71	0.1
Total	934968874.4	934		450	590	

4.1.2.1. Tipo de perfiles estimados por zona geotécnica

De los 934 sondeos dentro de Guayaquil existentes en la base de datos actual, 897 han sido clasificados según la NEC 2015 (en el resto de sondeos, la información del registro no está completa). Se resumen a continuación algunos de los aspectos relevantes encontrados; además, se ha sintetizado parte de la información en la tabla 4.1.3.

Tabla 4.1.3. – Distribución de tipo de perfil estimado (NEC 2015) por zona geotécnica de estudio

Zona	D1-D3		D4		D5		D6		D7		Subtotal
	Núm	%	Núm	%	Núm	%	Núm	%	Núm	%	
Perfil											
B-C-D	26	4.9	13	4.6	12	29.3	6	100.0	24	60	81
D-F5	1	0.2	2	0.7	20	48.8	0	0.0	0	0	23
E	228	43.0	100	35.7	0	0.0	0	0.0	2	5	330
E-F1	72	13.6	43	15.4	0	0.0	0	0.0	0	0	115
F1	81	15.3	67	23.9	0	0.0	0	0.0	5	12.5	153
F2	51	9.6	6	2.1	2	4.9	0	0.0	1	2.5	60
F3	8	1.5	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0	8
F4	50	9.4	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0	50
F5	13	2.5	49	17.5	7	17.1	0	0.0	8	20	77
Total clasificado en Gye	530	100.0	280	100.0	41	100.0	6	100.0	40	100	897

En la zona deltaico-estuarina (D1 a D3) han sido clasificados 530 sondeos, de los cuales la mayoría corresponden a perfiles tipo E, totalizando un 43%, seguido de perfiles con susceptibilidad a licuación (F1), con un 28.9%. Un 11.1% de los perfiles han sido clasificados como F2-F3, y un 9.4% tienen espesores de arcilla blanda a firme de al menos 30 m. En un 7.6% de los casos inspeccionados, se clasificaron los perfiles como B, C, D o F5, principalmente en las zonas de transición entre suelos y afloramientos rocosos.

Dentro de la subzona D3b, se encontró un 60% de perfiles tipo F4, particular muy consistente con la descripción realizada por Vera en el estudio de microzonificación para este sector, que menciona la medición de períodos elásticos de más de 1.6 segundos, a diferencia del resto de las zonas deltaico-estuarinas.

Además, al comparar las zonas D1 y D2, con la zona D3, se observa que mientras en las dos primeras solo un 4.8% de los perfiles contienen o suelos orgánicos o espesores potentes de arcilla (F2, F3 y F4); en la zona D3 este porcentaje se incrementa significativamente, representando un 34.4% del total. Si se consideran solamente suelos con material orgánico, turba o elevado IP, en las zonas D1, D2, y D3b, un 5.8% de los perfiles fueron clasificados como F2-F3; mientras que se encontraron un 17.1% de perfiles de ese tipo en la zona D3a. Estas características resultarían plausibles, al menos considerando la diferencia de comportamiento mencionada en estudios anteriores, entre la zona D3a y el resto de sectores deltaico-estuarinas, brevemente indicadas a continuación.

Se ha indicado que en la zona D3a existe una mayor evidencia de cementación por pirita framboidal, particular estimado mediante la evaluación de la sensibilidad en las diferentes zonas geotécnicas de Guayaquil (Vera, 2014). Ahora bien, ¿a qué se debe la presencia de pirita en este tipo de suelos? La pirita puede formarse como resultado de una reacción química entre las sales de hierro del agua salada y el ácido sulfhídrico (H₂S) resultante de la descomposición de la materia orgánica en condiciones anaeróbicas (Berner, 1984). Este fenómeno podría tener cierta concordancia con la presencia de un mayor porcentaje de perfiles F2-F3 en la zona D3a con relación al resto de zonas geotécnicas, siendo que la pirita surge de condiciones iniciales con un alto contenido orgánico. Sin embargo, la distribución de estos compuestos minerales en el complejo estuarino debería ser ampliamente analizada en estudios posteriores; en el capítulo 4.7 se abordará brevemente el tema.

En la zona aluvial (D4), la mayoría de los perfiles, es decir, un 39.3% fueron clasificados como susceptibles a licuación (perfil tipo F1), mientras que los suelos con arcillas blandas en al menos 3 m de espesor, acumulan un 35.7% (perfil E). Este detalle solo tiene su excepción en la subzona D4a, la menos extensa de las 3 subzonas D4 (con un 11.0% de la extensión total de D4), donde un 48.3% de los perfiles son de tipo E, un 24.1% son B, C, D o F5, y solo un 3.4% fueron clasificados como F1. Esta diferencia podría deberse en parte a que esta subzona tiene una menor influencia aluvial que las otras 2 por su localización y además tiene una mayor presencia de afloramientos rocosos que las zonas D4b y D4c.

No se encontraron en esta zona geotécnica D4 espesores de arcilla entre blanda y firme de al menos 30 m (F4), y solo en un 2.1% de los casos se identificaron espesores relevantes de material orgánico o turba (F2-F3). Por otro lado, un 22.8% de los perfiles estudiados (15.2% más que en la zona deltaico-estuarina) han sido identificados como perfiles B, C, D o F5; lo cual constituye una observación razonable y consonante con las características de la zona aluvial, donde se evidencia presencia de estratos rocosos en general más superficiales que en la zona deltaico-estuarina (Vera, 2014).

4.1.3. Densidad espacial de información

Teniendo una base de datos consistente en 1289 sondeos, y un panorama amplio de diferentes análisis geotécnicos que podrían ser realizados a partir de ella, resulta conveniente considerar detalladamente la distribución de los puntos estudiados, con el fin de evaluar la relevancia de la cantidad de información disponible, en el contexto de su disposición espacial a lo largo y ancho de las zonas geotécnicas y sectores explorados. Para esto, se han realizado análisis de primer orden basados en la densidad de puntos de estudio, y análisis de segundo orden basados en patrones o la relación existente entre los puntos de estudio, específicamente la distancia entre ellos.

Algunos análisis de densidad de tipo global fueron abordados en la sección anterior, supeditados a elementos adicionales de evaluación, como la zonificación geotécnica previa de Guayaquil. En esta sección se presentan los resultados de análisis de densidad local por cuadrantes superpuestos o densidades de núcleo (kernel).

Como análisis de segundo orden, se ha evaluado el punto más cercano promedio del conjunto de puntos existentes, como una medida objetiva de la cercanía espacial de los sondeos realizados; y se ha realizado un análisis de agregación espacial multi-distancia, para radios variables, con el fin de estimar el nivel de dispersión o agregación espacial de los puntos, en relación a una distribución considerada aleatoria.

Por otro lado, se han realizado análisis similares para la base de datos de la Microzonificación de Guayaquil, con el fin de comparar la distribución de puntos de ambos trabajos. En estos análisis, sin embargo, no se cuenta con la ubicación precisa de los 590 puntos de perforaciones mecánicas, sino que se han podido digitalizar 450 sondeos, con los que se han realizado los análisis correspondientes.

4.1.3.1. Densidad de puntos de la base de datos actual

En la figura 4.1.8 se muestra el ráster resultante de un análisis de densidad de núcleo de sondeos por kilómetro cuadrado (cada celda del ráster tiene 50 m por lado). La escala de tonalidades de azul tenue a azul intenso permite visualizar áreas con una densidad de exploración menor a 1 sondeo por km², una densidad entre 1 y 4, y entre 4 y 16 sondeos

por km^2 ; es decir, densidad de información geotécnica disponible en la base de datos de este trabajo, en cuadrantes de 1000, 500 y 250 m de lado, respectivamente.

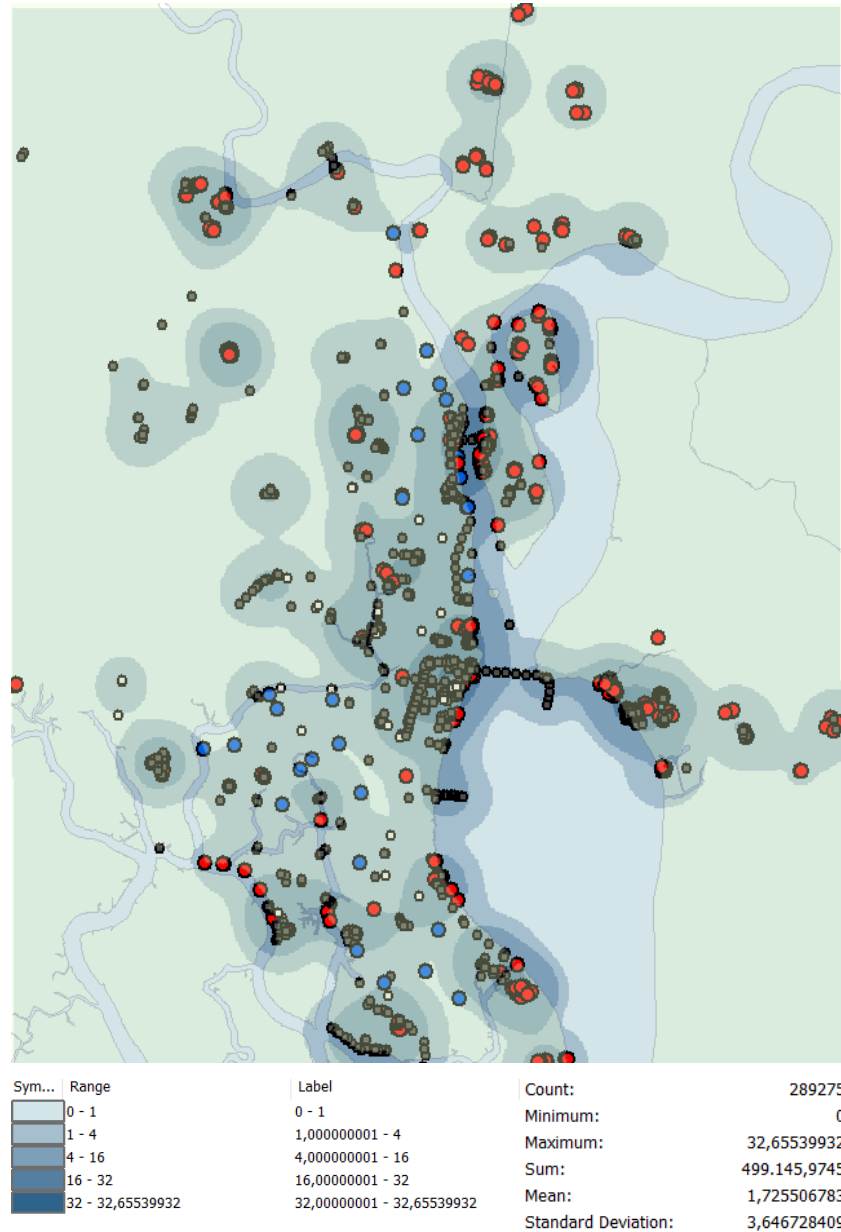


Figura 4.1.8. – Análisis de densidad de núcleo de la base de datos actual

Se puede observar que existen muy pocas zonas con la escala más tenue de azul, al menos excluyendo el sector norte y nor-oeste; es decir, existen relativamente pocas celdas de 50 m de lado en las que la densidad calculada es de menos de 1 sondeo por km^2 .

Una limitante de este análisis, es que el ráster resultante considera valores para celdas en el mínimo rectángulo que contenga al conjunto de puntos; por lo tanto, se calculan densidades incluso en sectores con afloramientos rocosos, en los que no se enfoca la base de datos. Es por este motivo que se ha obtenido un promedio de densidades de 1.73 sondeos por km^2 , a pesar de que la densidad global estimada grosso modo en la sección anterior es de alrededor de 4 sondeos por km^2 .

La máxima densidad estimada con esta metodología es de 33 sondeos por km^2 ; mientras que la mínima, evidentemente, es 0 dadas las limitaciones indicadas. Todos estos resultados consideran la generación de aproximadamente 290000 celdas en el ráster de salida.

Se muestra a continuación en la figura con polígonos color beige la superposición de los afloramientos rocosos (Benítez & Vera, 2006) con el análisis de densidad de núcleo. Se puede observar que dentro de Guayaquil, la densidad de menos de 1 sondeo por km^2 excluyendo las áreas con afloramientos rocosos, es mínima, y se concentra especialmente hacia áreas protegidas en sectores no poblados (al sur-oeste), donde la presencia de manglar y brazos de estero es abundante.

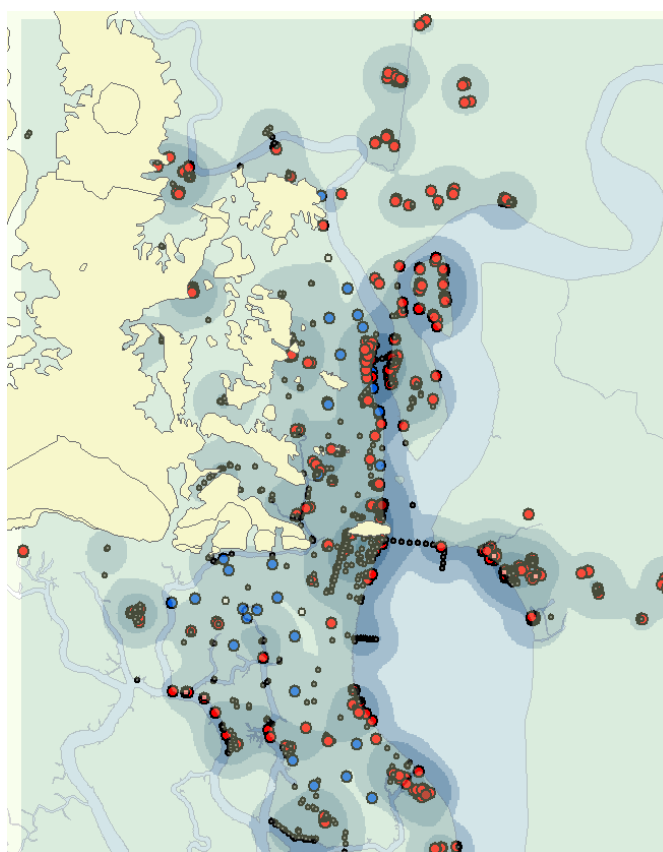


Figura 4.1.9. – Superposición de afloramientos rocosos (Benítez y Vera, 2006) con análisis de densidad de núcleo de la base de datos actual

Por lo tanto, se ha realizado un segundo análisis de densidad de núcleo excluyendo las celdas que presentan mediciones de densidad entre 0 y 0.5. Los resultados son mostrados

en la figura. Las celdas con valores entre 0 y 0.5 no se marcan con tonalidades azules, y corresponden principalmente a sectores con afloramientos de roca.

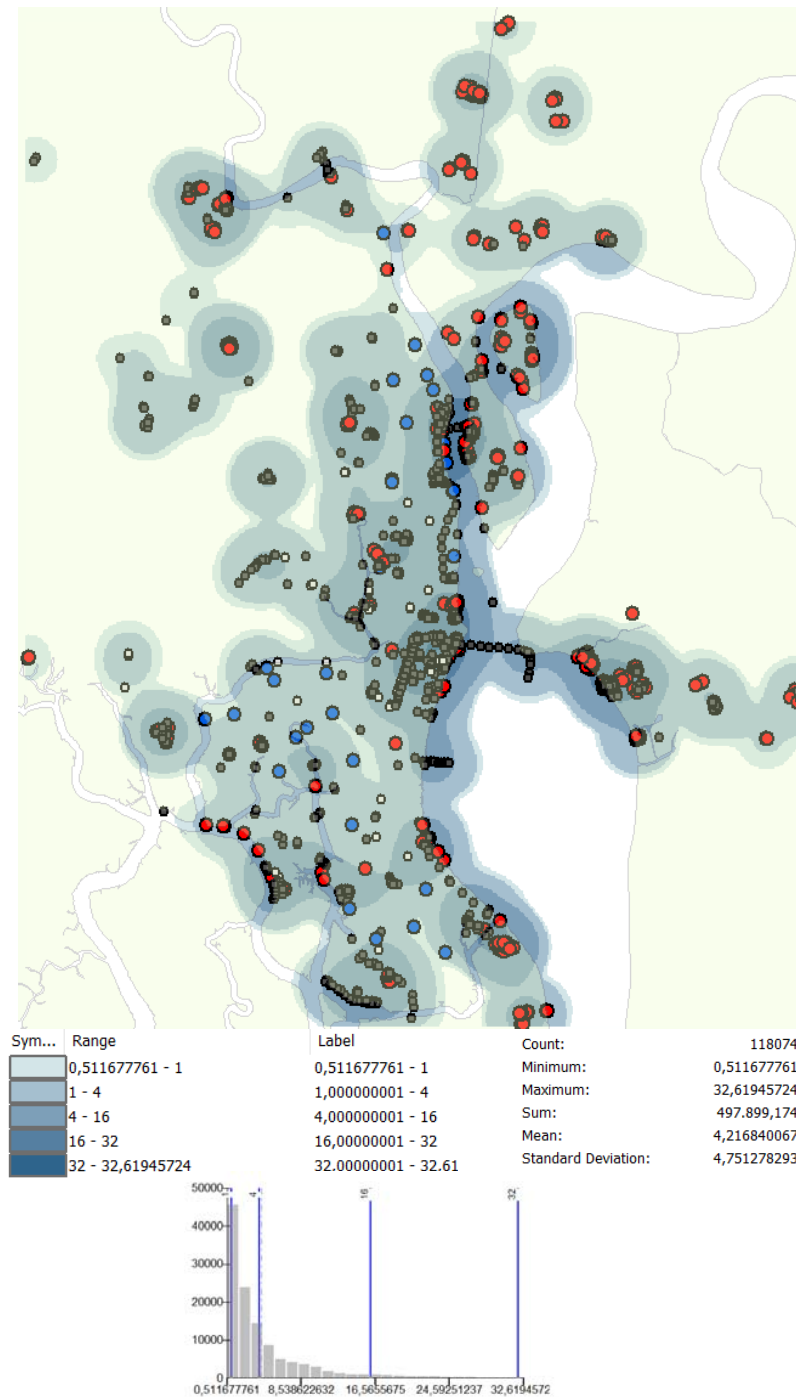


Figura 4.1.10. – Análisis de densidad de núcleo de la base de datos actual excluyendo celdas con densidades entre 0 y 0.5

En este universo de análisis, se han generado 118000 celdas para el ráster de salida, y la densidad promedio de exploración calculada es de 4.2 sondeos por km², con un valor máximo de 32.6, y una desviación estándar de 4.8.

Las celdas representadas con color azul más tenue presentan las densidades menores a 1 sondeo por km², totalizando un 13 % de los resultados. Un 53% de las estimaciones realizadas presentan una densidad de entre 1 y 4 sondeos por km², es decir, una concentración de al menos 1 sondeo en cuadrantes de entre 500 y 1000 m, mientras que un 30% muestran densidades de 1 sondeo en cuadrantes de entre 250 y 500 m; el 4% restante tiene una densidad mayor de exploración, o expresado diferente, en esos lugares, la base de datos tiene un sondeo en cada cuadrante menor a 250 m por lado. Por lo tanto, aproximadamente un 34% de las celdas tiene una densidad similar o mayor a la densidad global promedio, y un gran porcentaje del mapa tiene una densidad mayor a la densidad global de la base de datos de la Microzonificación.

A continuación, se presentan los resultados de un análisis de segundo orden en el que se establecen relaciones de distancia entre los puntos que conforman la base de datos. Este análisis estadístico es denominado promedio del punto colindante más cercano, y su principio es tan sencillo como práctico, puesto que establece un solo número para toda la base de datos, este número es el promedio de todas las distancias medidas desde cada uno de los 1289 puntos al punto colindante más cercano. Este número (ANN) permite evaluar objetivamente la cercanía de los sitios de estudio.

Adicional a este número, el análisis permite evaluar una hipótesis nula que establece que los parámetros se distribuyen de manera aleatoria, o al contrario presenta dispersión o agregación. Valores resultantes de p muy bajos asociados a valores z alejados de 0, indican que la hipótesis nula debe ser rechazada, y que existe agregación o dispersión de datos para el valor más cercano a cada punto. Para estos cálculos, se asume un sector de estudio, que ha sido aproximado como el área de una poligonal ajustada a los bordes de la distribución de puntos investigados.

La principal aplicación de este análisis estadístico, en el contexto de este trabajo, es el cálculo del ANN, que para la base de datos actual es de 81 m, es decir, en promedio existen 81 m entre dos cualesquiera puntos adyacentes de estudio. Evidentemente, el entendimiento de este resultado debe ser contextualizado, puesto que existen sectores con una mayor concentración de puntos que otros, y este número es solo un promedio de todas las condiciones existentes.

Sin embargo, cabe resaltar que exceptuando los bordes del área de estudio y los sectores con afloramientos rocosos, se ha limitado con un cuidadoso filtrado de información previo, la cantidad de información dispersa sin sondeos cercanos, de tal manera que la distancia máxima entre dos puntos colindantes en general no supera los 1100 m, salvo entre los km 7 y 8 de la vía Puntilla-Samborondón y similares latitudes en la Autop. Terminal Pascuales, zonas que actualmente se encuentran en proceso de desarrollo y urbanismo, por lo que constituyen áreas de interés para algún trabajo de investigación futuro.

Por otro lado, si el modelo de distribución de puntos fuera un proceso aleatorio (evidentemente no lo es), la distancia promedio esperada sería de 239 m, por lo que comparando con el valor medido de 81 m, resulta en un ANN_{ratio} de 0.34. Además, del análisis se ha obtenido un valor $p = 0$, lo que corrobora que se rechaza la hipótesis nula de que la distribución de puntos sea aleatoria, y siendo que p está asociado a un valor $z = -45.3$, existe una alta probabilidad de que los puntos estén agregados o acumulados en ciertos sectores. Este resultado podía ser anticipado, dado que es común que en cada proyecto en los que se realiza la investigación geotécnica, se ejecuten varios sondeos, y en terrenos adyacentes no se cuente con proyectos investigados, lo que genera una mayor densidad en ciertas zonas, en relación a otras. Mediante los 31 ensayos CPTu realizados para esta tesis, se ha pretendido investigar áreas con escasa o nula información disponible, lo que habría contribuido ligeramente a disminuir la agregación del modelo.

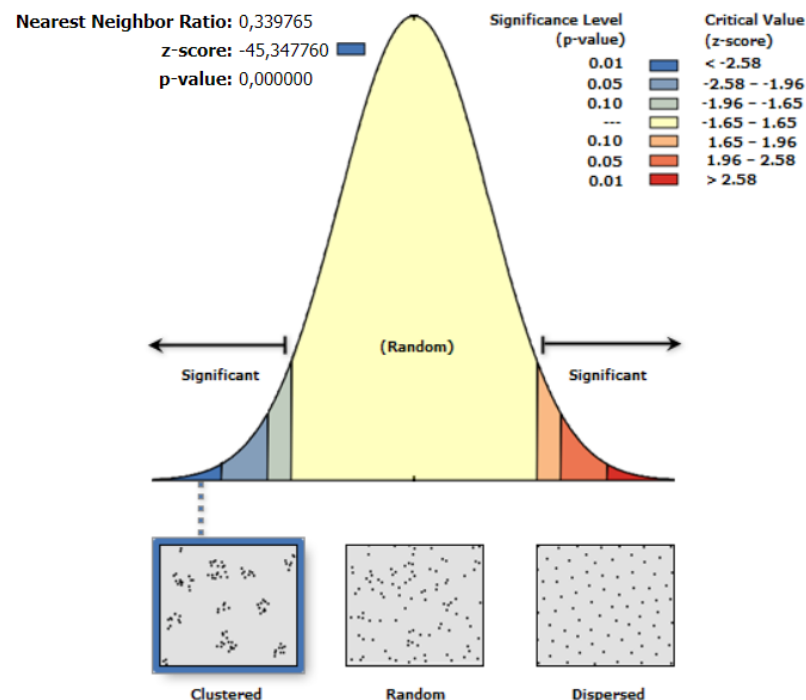


Figura 4.1.11. – Resultados de análisis ANN, base de datos actual

Se ha realizado un análisis similar de la distribución de datos entre sí, con una metodología de agregación multi-distancia espacial, con la que se puede determinar el grado de dispersión o aglomeración de los puntos de la base de datos, para un rango de distancias analizado. Con este análisis se calculan diferentes valores de k para cada intervalo de distancia considerado.

K es el cociente entre el promedio del número de puntos existentes en un radio constante de interés, de todos los puntos de la base de datos; y la densidad global. Así, con el valor de k se compara una densidad local en un área especificada con la densidad global. En el

análisis se realiza una transformación de la función K, denominada L(d), que permite evaluar el K esperado en términos de distancias, y no coeficientes. Posteriormente, se contrasta la tendencia general en un rango de distancias, con la tendencia estimada para una distribución de puntos asumiendo un proceso aleatorio. Para los rangos en los que la función K observada en el modelo es mayor a la función K esperada en un proceso de tipo aleatorio, se puede concluir que los puntos de estudio tienen una densidad mayor a la densidad global, o que los puntos tienen una tendencia a agruparse; en el caso contrario, se concluye que los puntos están dispersos (Mitchell, 2005), (Bailey & Gatrell, 1995).

Para la distribución de puntos de la actual base de datos, se concluye, por lo tanto, que los sondeos recopilados y realizados para este trabajo, se encuentran como conjunto más agrupados en distancias menores a 3500 m que lo que deberían en un proceso aleatorio, por lo que la densidad local de puntos para ese rango de bandas señalado, es mayor a la densidad global de la base de datos. En distancias entre 0.5 y 2 km, se exhibe una densidad de puntos entre 2 y 1.2 veces mayor a la densidad global estimada, particularmente relevante para señalar que la base de datos tiene abundancia de información, y un elevado potencial para aprovechamiento en el análisis de datos geotécnicos.



Figura 4.1.12. – Tendencia de distribución de datos de la base de datos actual

4.1.3.2. Densidad de puntos de la base de datos de la Microzonificación

Se resumen a continuación todos los análisis explicados en la sección anterior, aplicados a la base de datos del Estudio de Microzonificación, para 450 de los 590 sondeos de esta base de datos. Anteriormente se explicó el motivo por el que no se analizarán todos los puntos, y es que para la escala a la que está presentada la distribución de sondeos, solo se pudieron digitalizar 450 puntos.

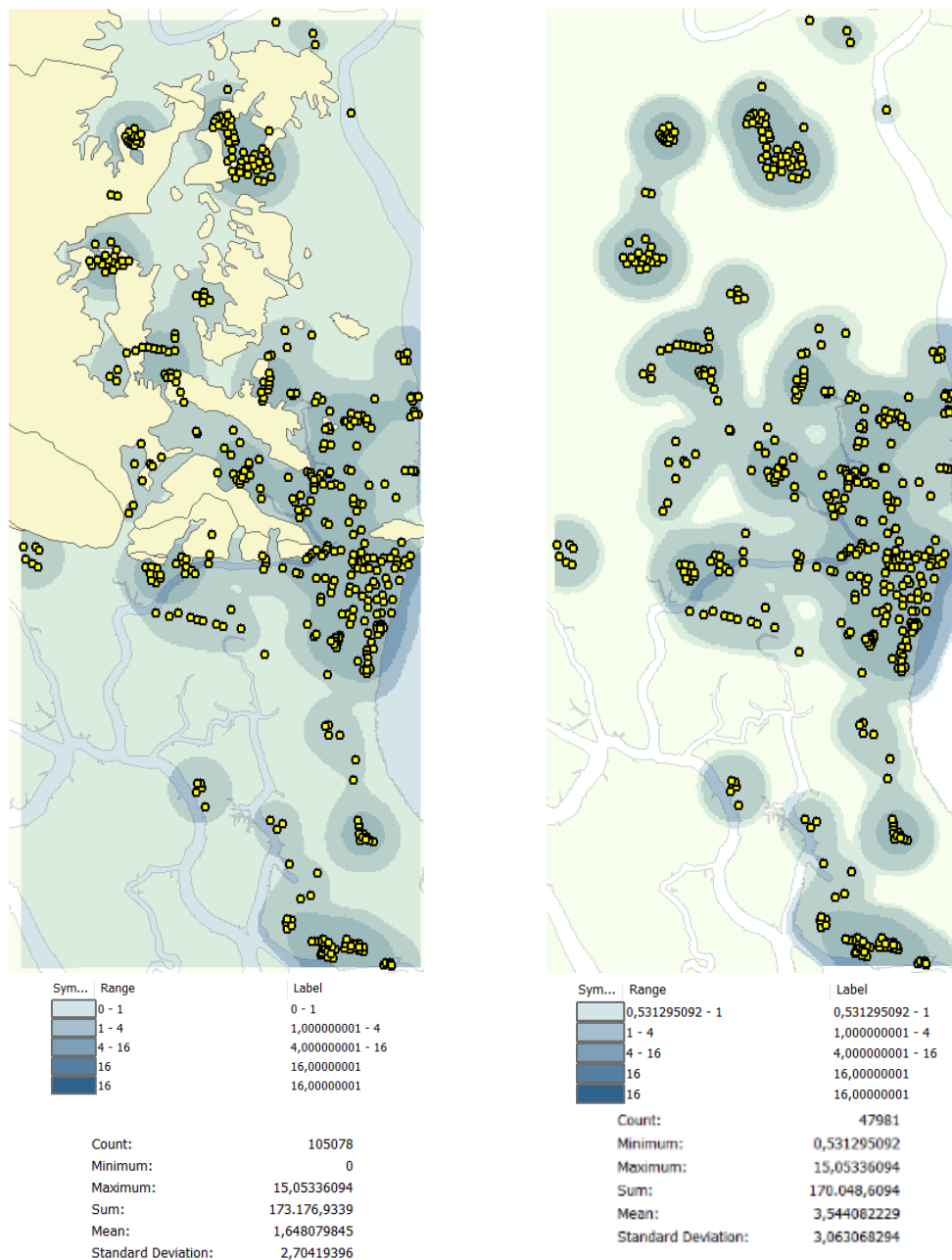


Figura 4.1.13. – Análisis de densidad de núcleo sin exclusión de celdas y con mapeo de afloramientos rocosos (izquierda); análisis de excluyendo densidades de 0 a 0.5 (derecha)

Cabe destacar que en las estadísticas de densidad de tipo global sí se han considerado los 590 sondeos, ponderando su presencia por zona geotécnica. A pesar de no emplear toda la base de datos en el análisis, se han cubierto todas las áreas o sitios investigados, por lo que los 140 sondeos faltantes incrementarían la agrupación de puntos, pero no propiciaría diferencias significativas en las tendencias de los análisis.

Los análisis muestran una densidad promedio de 1.6 sondeos por km² cuando se considera el universo de celdas de salida del rectángulo de menor distancia que contiene a todos los puntos, y 3.5 sondeos por km² cuando se excluyen los valores de densidades de 0 a 0.5.

Ahora bien, esta premisa fue adoptada para la base de datos actual debido a que al prescindir de esos valores, se excluían en general áreas de afloramientos rocosos, áreas protegidas no habitadas e incluso áreas adyacentes a los asentamientos urbanos, lo cual era plausible para propósitos de análisis.

Para la base de datos de la Microzonificación, aun implantando los polígonos de afloramientos rocosos junto al ráster de salida, se observan áreas habitadas sin densidad de exploración, especialmente hacia el noreste, en la zona aluvial, y en la zona deltaico estuarina ubicada hacia el sur-oeste (sector Batallón del Suburbio); por lo que excluir estas áreas no resulta en un análisis objetivo. Sin embargo, se ha indicado este cálculo de manera referencial, dado que un promedio de las densidades locales debería ser un valor acotado entre los dos extremos mostrados. Incluso si se considerara la mayor densidad estimada de 3.5 sondeos por km², se puede observar que la base de datos actual cuenta con una densidad mayor de información.

Finalmente, al realizar el análisis del punto colindante más cercano promedio, se ha obtenido un ANN de 169 m, y un valor esperado de 321.5 m. Se ha rechazado la hipótesis nula de un proceso aleatorio, y el valor z calculado indica que el comportamiento del conjunto de puntos es agregado o agrupado. El valor ANN de la base de datos actual, por lo tanto, es equivalente al doble del ANN calculado para la base de datos de la Microzonificación, lo que sustenta la idoneidad del caudal de información de la base de datos actual y justifica su recopilación y empleo como punto de partida para varios análisis geotécnicos.

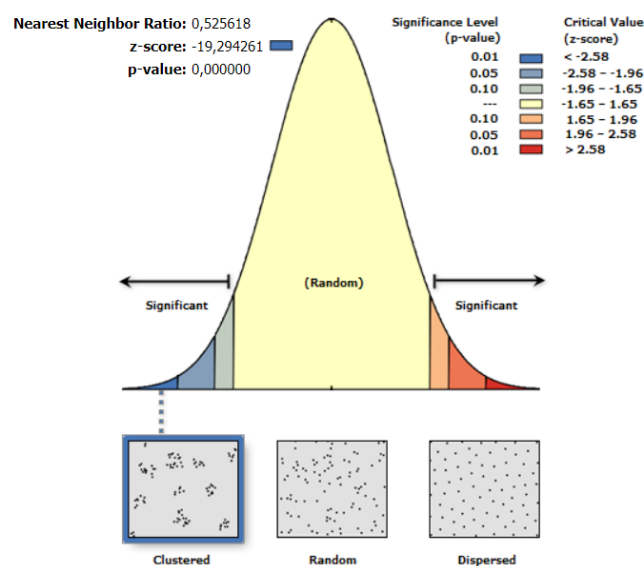


Figura 4.1.14. – Resultados de análisis ANN

4.2. Caracterización geotécnica por macro-sectores

Una vez evaluadas las características generales de la base de datos existente, tanto a nivel estadístico como a un nivel geotécnico preliminar mediante una clasificación rápida de los perfiles de suelo, el estudio se concentrará en el análisis y evaluación de propiedades geotécnicas en algunos macro-sectores y sectores intencionalmente escogidos.

Como se explicó en la sección 3.4., y como se continuará argumentando en secciones subsiguientes, la evaluación de variación de parámetros geotécnicos, y la caracterización geotécnica, han sido realizadas casi exclusivamente empleando todos los ensayos CPTu (464). En síntesis, los motivos son: mayor rapidez de procesamiento de la información disponible; confiabilidad en la obtención de los datos de campo; y la frecuencia de mediciones por punto explorado (particular que torna idóneo el uso de CPTu en análisis de licuación, hincabilidad, entre otros).

Sin embargo, los 1289 sondeos han sido preliminarmente analizados, tanto para la identificación de un estrato rígido, como para la clasificación del perfil de suelo según la NEC 2015; y se han considerado las perforaciones de manera auxiliar en la caracterización y algunos análisis geotécnicos simplificados, cuando la información de los CPTs no ha permitido evaluar estratos blandos subyacentes a capas rígidas.

4.2.1. Criterios generales considerados

Para seleccionar las áreas de interés caracterizadas de forma más detallada con CPTu, se han adoptado varios criterios. Uno de los más relevantes ha sido la ausencia de información previa a este estudio o la baja densidad de exploración anteriormente disponible, lo que hacía necesario su análisis en el presente trabajo. Motivos adicionales son: la significativa variación de las propiedades geotécnicas en los sondeos evaluados, la identificación previa de tipos de perfiles de suelo con características similares durante el procesamiento de datos, entre otros.

En la selección de los 31 sitios de exploración con CPTu, se prestó especial atención a zonas con déficit de información previa, por lo que la investigación se centró en 3 grandes áreas de Guayaquil: sector nor-este (vía Terminal-Pascuales), sector sur-oeste (Batallón del Suburbio) y sector sur (Guasmo). También se consideraron áreas de transición en el desarrollo urbanístico de Guayaquil en los últimos 75 años, y áreas de interés geológico. Por ejemplo, los CPT-24, 31 y 34 han sido ubicados en el límite urbanístico existente en el año 1946, según una fotografía aérea reportada por Vera (Vera, 2014).

Por lo tanto, se realizará una caracterización detallada de los macro-sectores anteriormente indicados, en los que la información disponible antes de este estudio no era tan extensa (considerando la base de datos recabada y la Micro-Zonificación); y se complementará la evaluación con ensayos CPTu relativamente cercanos a los sitios de análisis, realizados antes de esta tesis.

Se ha empleado la metodología de Robertson (Robertson, 2010a) para inferir el tipo de suelo según su comportamiento a través del Soil Behavior Type Number (SBTn). Como se ha indicado en los capítulos 2 y 3, resulta idóneo el uso de esta metodología debido a que permite caracterizar el suelo según su estado y comportamiento, no solo según su granulometría o litología.

En un ensayo CPTu convencional se obtienen 3 lecturas independientes provenientes de 3 sensores. Estos permiten registrar la resistencia de la punta del cono (q_c), la resistencia de manga o fricción (f_s) y la presión de poros (u_2). A partir de estas lecturas se realizan correcciones y normalizaciones indicadas a grosso modo en el capítulo 2; de esta manera, se obtienen las lecturas normalizadas Q_m , F_r y B_q . A partir de Q_m y F_r , se determina un índice de material I_c , que constituye un indicador adicional para caracterizar el tipo de suelo.

En la sección 2 se sintetizó el comportamiento de las variables indicando que cuando I_c es menor a 2.6, Q_m es mayor a 20 (o q_c es mayor a 5 MPa aproximadamente), F_r es menor al 1% y B_q tiende a 0, el suelo presenta propiedades generalmente granulares; de otra manera la masa de suelo se comporta en estado cohesivo no drenado; estos principios han sido empleados en la caracterización geotécnica detallada en esta sección. Los registros de mediciones y la variación de las propiedades geotécnicas con la profundidad obtenida para los 31 sitios de análisis, son presentados en el Anexo II.

Para los tres macro-sectores analizados a continuación, se ha realizado una clasificación del tipo de perfiles encontrados a partir de 82 CPTs (de los cuales 31 fueron realizados específicamente para esta tesis), y se ha complementado la descripción haciendo uso de la información recabada en al menos 30 perforaciones.

En cada sector, se han clasificado al menos tres tipos de perfiles con características diferenciables entre sí, que no necesariamente en todos los casos se supeditan a una disposición geográfica, pero permiten sintetizar los tipos de comportamiento detectados en la zona de estudio; estos perfiles han sido denominados I, II o III, generalmente según su relevancia o frecuencia de detección en la zona de estudio (I más relevante).

Luego de analizar los macro-sectores, se ha evidenciado que se puede establecer cierta concordancia con la información presentada en la tabla de la sección 4.1.2.1., donde se clasifican los tipos de perfiles NEC por zona geotécnica de la Microzonificación. Como ejemplo, en la zona aluvial los perfiles tipo I tienen presencia relevante de arenas de compacidad suelta o media, por lo que podrían clasificar como F1 según la NEC, y en la tabla citada se muestra un porcentaje dominante de perfiles F1 o F1-E para la zona aluvial.

De manera complementaria, se han clasificado los tipos de comportamiento detectados en doce macro-sectores adicionales, empleando 165 CPTs, por lo que en total se han procesado, analizado, y clasificado a un nivel más detallado un total de 277 sondeos, distribuidos en Guayaquil, Durán y Samborondón, información que ha sido considerada en la redacción de este documento. En el anexo III se muestra una superposición de las mediciones y propiedades geotécnicas estimadas en más de 100 CPTs, la mayoría de los cuales son analizados a continuación.

4.2.2. Sector Batallón del Suburbio

En este sector y sus alrededores se han realizado 12 ensayos CPTu, complementando la información de sondeos previamente existente, de la cual se han considerado 5 CPT's adicionales. Este gran sector de la ciudad de Guayaquil, para propósitos de este análisis, se encuentra limitado hacia el este por la Calle Los Ríos, hacia el norte y hacia el oeste por el Estero Salado, y hacia el sur, aproximadamente por el Estero Mogollón. En la figura 4.2.1 se muestra la implantación de los CPTu realizados para la tesis, y 5 adicionales que han complementado la caracterización.

Geotécnicamente, según la Microzonificación, este macro sector de estudio se encuentra localizado principalmente en la zona geotécnica D3a, subzona deltaico-estuarina con evidencia previamente corroborada de diatomeas y cementación por piritas, factores modificadores de la respuesta estática y dinámica del suelo; los períodos elásticos estimados en este sector son menores a 1.6 s. Además, hacia el oeste (CPT-27), se diferencia la zona geotécnica D3b, que se caracteriza por tener mayores espesores de suelo blando, con períodos elásticos estimados de más de 1.6 s. (Vera, 2014).

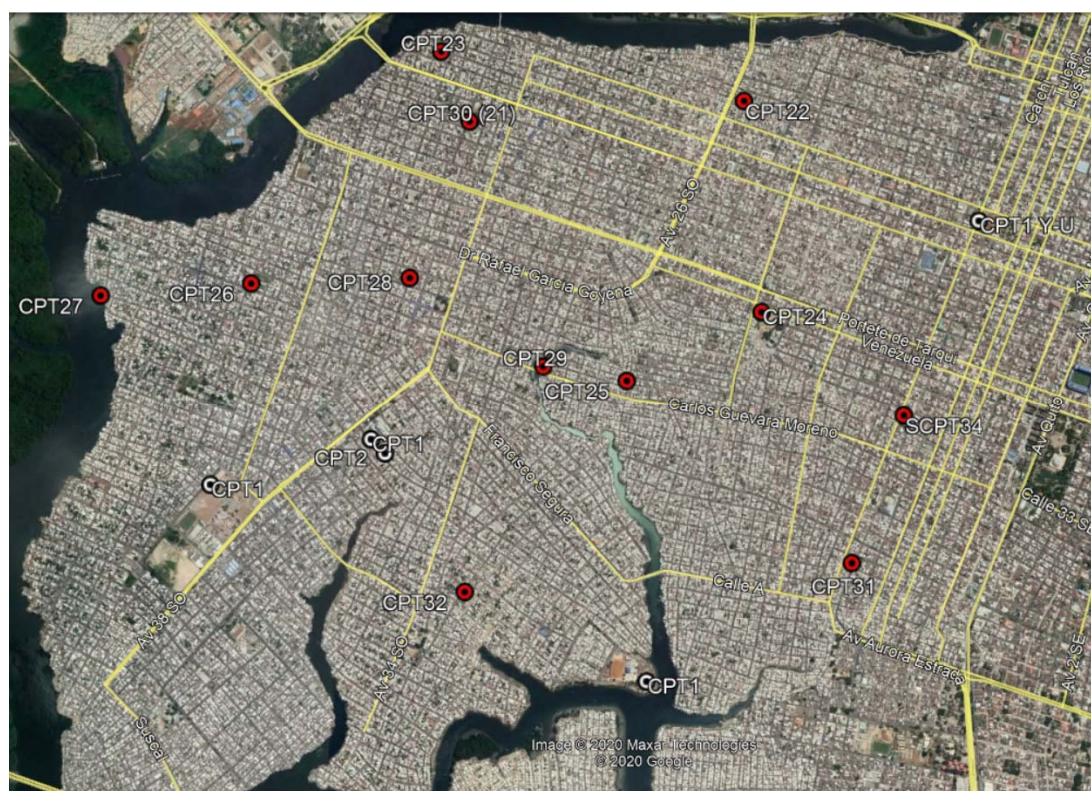


Figura 4.2.1. – Implantación de 17 sondos realizados en el Sector del Batallón (12 ejecutados para este trabajo con etiqueta roja)

Según los sondeos realizados, se han identificado 3 tipos de perfiles geotécnicos o comportamientos característicos, aunque no necesariamente con un claro posicionamiento geográfico. No se ha realizado una caracterización por localización, debido a la densidad de exploración que, aunque es elevada a un nivel global, no es suficiente para un nivel específico de análisis. Se han denominado a estos tres perfiles como tipo I, II, y III.

Con los perfiles tipo I se ha corroborado lo indicado en estudios precedentes, respecto a que la estratigrafía del sitio está compuesta en varios sectores por potentes estratos de suelos arcillosos de consistencia variable entre muy blanda y firme, incluso hasta la finalización de los CPTu, a profundidades de 40 m.

Sin embargo, también se han caracterizado otros dos tipos de perfiles: II) suelos con intercalaciones arenosas de compacidad variable entre suelta y medianamente densa a diversas profundidades; y III) perfiles menos potentes de arcillas de consistencia blanda, con presencia de geomateriales granulares y cohesivos de compacidad y consistencia altas desde profundidades de entre 17 y 20 m.

Para la identificación visual de las características de estos 3 tipos de perfiles, se presenta en la figura 4.4.2, una superposición de las mediciones y propiedades geotécnicas obtenidas en este macro-sector, a partir de 18 sondeos.

Se ha delineado con colores intensos negro, rojo y azul, la media de las mediciones y estimaciones de cada uno de los 3 diferentes tipos de perfiles, obtenidas a partir de todos los sondeos que evidenciaron cada tipo de comportamiento; además, se muestran las mediciones de cada sondeo con tonalidades tenues de los colores respectivos.

En las subsecciones posteriores se presentarán detalladamente las características de la tendencia general de comportamiento de cada uno de los 3 tipos de perfiles identificados. En muchos casos se ha descrito la estratigrafía y las principales propiedades geotécnicas estimadas considerando los valores obtenidos en promedio según los CPTs disponibles en el sector (líneas más gruesas), aunque en otros se han indicado los umbrales inferior y superior de la variación detectada.

La presentación de promedios de propiedades geotécnicas para sectores relativamente distantes ha sido adoptada como una simplificación, que en algunos casos reproduce la tendencia en el comportamiento geotécnico, y podría constituir una aproximación plausible para un análisis de tipo general.

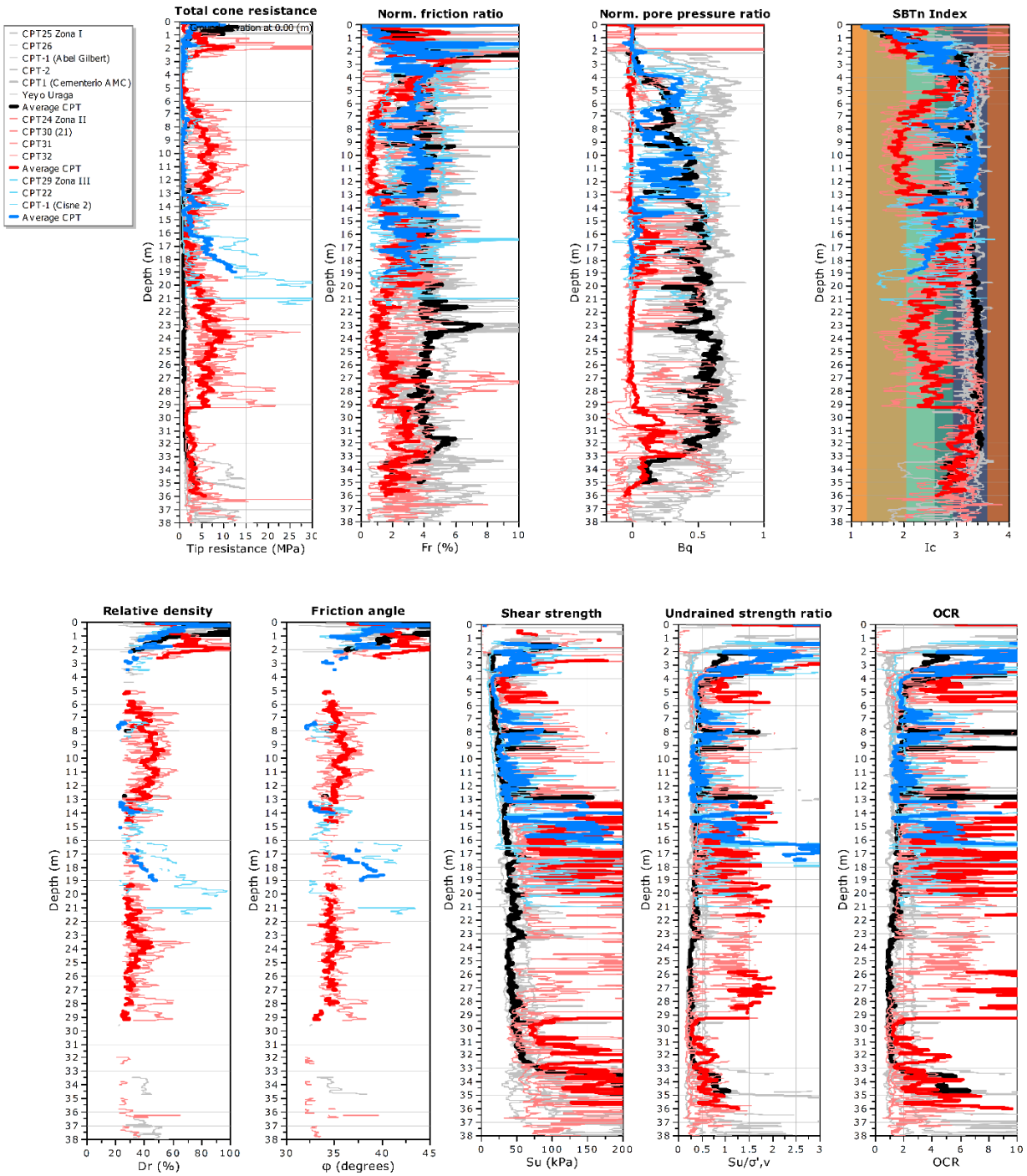


Figura 4.2.2. – Superposición de mediciones y principales propiedades geotécnicas en todo el sector de análisis

4.2.2.1. Perfiles Tipo I

La estratigrafía de este tipo de perfiles se compone inicialmente de una capa de material alóctono de compactidad variable y de un espesor de entre 1 y 2 m, bajo el cual subyace un potente estrato de arcillas de un espesor variable entre 30 y 40 m, y de consistencia variable entre muy blanda y firme, con presencia de material cohesivo rígido en algunos sondeos, hacia los estratos más profundos.

Finalmente, en algunos casos se ha detectado una capa de arena de compactidad variable entre medianamente densa y densa, aunque este estrato que no siempre fue claramente identificado a las profundidades de culminación de los sondeos. El nivel freático ha sido inferido siempre a una profundidad de entre 2 y 3 m.

La descripción estratigráfica anteriormente mencionada, corresponde a perfiles de suelo tipo F4 según la NEC, y se ha encontrado este tipo de perfil como el predominante en varios sectores del Suburbio. Cabe acotar, sin embargo, que son los perfiles tipo E los más frecuentemente detectados en el contexto general de la zona geotécnica D3a, con un 42.5% en la base de datos actual. Por lo tanto, en sectores D3a situados al norte y sur del macro-sector que se está analizando (Suburbio), los estratos de arcilla de baja consistencia presentan espesores relativamente menores, y en general no clasificarían como F4, sino como E.

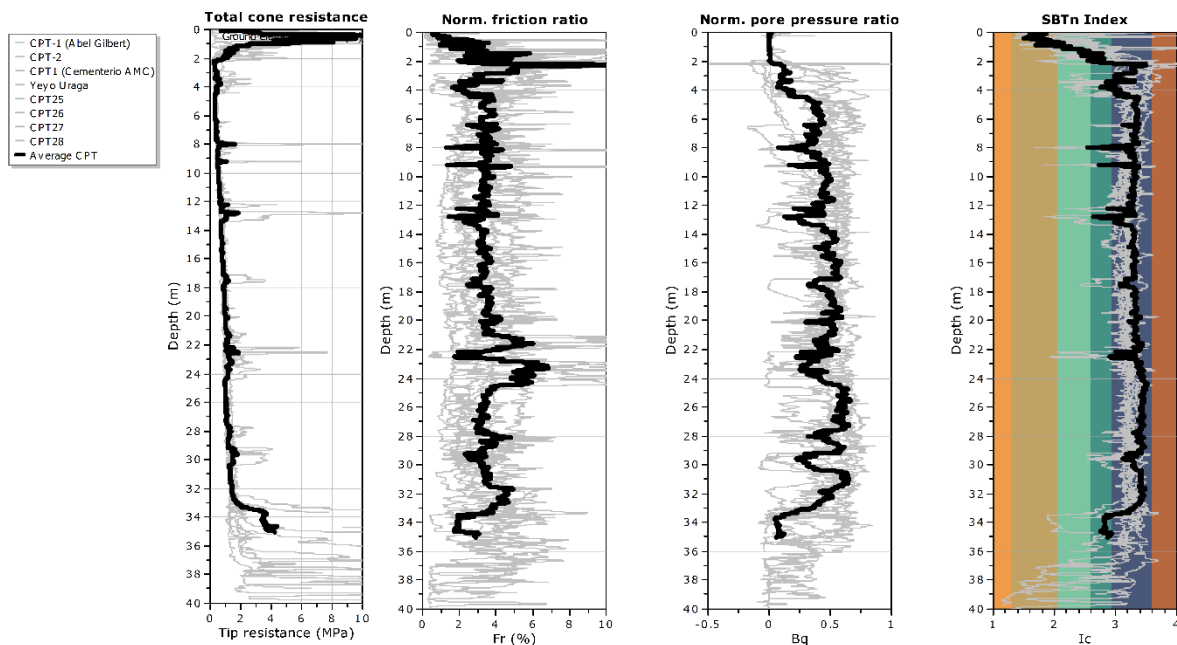


Figura 4.2.3. – Superposición de mediciones y estratigrafía de sondeos con perfil tipo I

Las mediciones y propiedades geotécnicas presentadas para este perfil tipo I, corresponden a los CPTs 25, 26, 27 y 28 de este trabajo, así como a 4 CPTs de proyectos realizados previamente en el área de estudio. El CPT27 pertenece a la zona D3b, y también ha sido agrupado junto con otros CPTs correspondientes a esa zona geotécnica, pero se lo incluye igualmente en esta consideración.

El material de relleno granular identificado en los diferentes sitios de estudio, presenta una compacidad variable entre medianamente densa y densa, con valores de q_t medidos de más de 10 MPa, y F_r menores al 5%, a partir de lo cual se han estimado valores de densidad relativa (D_r) de entre 40 y 80%, en los casos en los que se pudo penetrar con el cono. En la mayoría de los sondeos, se realizó un ensayo DPSH hasta la profundidad del material natural arcilloso, para corroborar la compacidad del relleno.

Por debajo del relleno, hasta una profundidad variable entre 28 y 36 m, subyace un potente estrato de arcillas de consistencia variable entre muy blanda y firme en estado normalmente consolidado (en la mayoría de los sondeos, no se ha identificado una capa superficial ligeramente sobre consolidada). Se han medido valores de q_t de entre 0.25 y 1.2 MPa, y F_r entre el 3 y 5%.

A partir de las mediciones previamente indicadas, se han estimado valores de resistencia al esfuerzo cortante no drenado (s_u) de entre 15 y 60 kPa, y OCR entre 1 y 1.5 en la zona más compresible, e inclusive a profundidades de alrededor de 30 m. Cabe destacar que en la estimación de s_u se ha empleado un N_{kt} variable según Robertson, particular que será sustentado en la sección 4.4.1; este valor ha sido estimado entre 11 y 16 en los diferentes sondeos y profundidades considerados. Como parte de la interpretación de las mediciones de un sondeo CPTu, se puede considerar la medición de f_s como una aproximación de la resistencia al corte remoldeada (s_{ur}); partiendo de esta premisa, se han estimado valores de sensibilidad de las arcillas, y se han obtenido a lo largo de este potente estrato valores promedios entre 1 y 3 para un N_{kt} de aproximadamente 14.

Además, se han medido valores normalizados de B_q de entre 0.2 y 0.7, lo que corrobora la presencia de un material de tipo arcilloso, dado que el exceso de presión de poros generado durante el ensayo es mayor a 0.

Dentro de esta capa anteriormente descrita, con comportamiento altamente compresible se han realizado ensayos de disipación de presión de poros, a partir de los cuales se han medido valores de coeficientes de consolidación radial c_{vh} principalmente entre 20 y 100 $m^2/año$ en los primeros 10-15 m, y de entre 80 y 300 $m^2/año$ a partir de los 15 m. Por lo tanto, el comportamiento en este estrato de suelo es mayoritariamente no drenado, pero se vuelve parcialmente drenado en las capas cohesivas inferiores.

A partir de los 30 m de profundidad aproximadamente, se identifica una capa de arcilla de consistencia variable entre firme y muy rígida, con valores de q_t medidos de entre 1.2 y 3 y 4, es decir, en estado ligeramente consolidado.

Finalmente, en algunos sondeos se ha detectado una capa de arena de compacidad variable entre medianamente densa y densa, donde se han medido valores de q_t de entre 7 y 30 MPa, y F_r menores al 3%. A partir de estas mediciones, se han estimado valores de D_r de

entre 40 y 90%, y un parámetro de estado ψ de entre -0.05 y -0.25, por lo que este material granular identificado tiene un comportamiento entre ligeramente contractivo y dilatante.

A continuación, se presenta un resumen de la variación con la profundidad de las propiedades geotécnicas estimadas en promedio para los sondeos considerados en el análisis de este sector.

Tabla 4.2.1. – Valores mínimos y máximos de parámetros geotécnicos de cada estrato para el promedio de CPTs considerados

Estrato	Prof. (m)	S_u_{prom} [kPa]		OCR_{prom}		Sensitividad	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Arcilla NC	2-20	15	50	1.3	2.5	1.5	2.5
Arcilla NC	20-32	40	60	1.0	1.3	1.0	3.0
Arcilla OC	32-40	60	>200	2	6	-	-

Cabe contextualizar la estratigrafía detectada en este tipo de perfiles con la interpretación que generalmente se ha dado en la práctica a las recomendaciones realizadas por la NEC 2015, referente a la profundidad mínima recomendada de sondeos por categoría de unidad de construcción (NEC Tomo 9, capítulo 3.5.2).

En la NEC se establece que para la categoría correspondiente a edificaciones de hasta 3 niveles u 80 t de descarga máxima por columna, se deben realizar como mínimo 3 sondeos de 6 m de profundidad. Es cierto que se anota una observación indicando que cuando exista o se vaya a colocar material de relleno, las perforaciones deben llegar a un estrato drenante para la evaluación idónea de los asentamientos; sin embargo, en la práctica, muchas veces se prescinde de esta consideración, y se realizan estudios geotécnicos con profundidades de exploración de entre 6 y 10 m, justificando la decisión en el hecho de que la estructura es liviana.

Ahora bien, es cierto que la demanda de una vivienda de 2 pisos puede ser relativamente baja, pero surge la siguiente cuestión; ¿qué clase de estudio geotécnico podría realizarse en sectores con presencia de relleno, considerando solo la información existente en los primeros 10 m de suelo, siendo que incluso a profundidades de 20-25 m, en este tipo de perfiles se pueden detectar suelos blandos con valores de s_u de entre 40 y 50 kPa y en condición no drenada? Claro está que se podría evaluar el estado límite de falla para varios tipos de cimentación, pero ¿qué hay del estado límite de servicio, que en estos casos controlará el diseño? Muchas veces se podría argüir que considerando que el material granular ha sido colocado con anterioridad, la influencia en una edificación nueva podría ser despreciable, pero esta cuestión es muy dependiente de la capacidad de drenaje del suelo. Se muestra en la figura 4.2.4, para ilustrar este particular, la variación de los coeficientes de consolidación horizontal (c_{vh}) medidos en campo con ensayos de disipación de presión de poros, en este tipo de perfiles.

Si se tomara el promedio de los valores medidos de c_{vh} en los primeros 10 m y específicamente en el material cohesivo, se obtiene un valor de $85 \text{ m}^2/\text{año}$. Si se asume un factor de anisotropía conservador de 3 ($c_v=30 \text{ m}^2/\text{año}$), dentro del rango plausible para suelos normalmente consolidados de fábrica floclada y sin presencia preponderante de lentes limosos y arenosos, y se asume esta medición como promedio para un estrato potente de 30 m de arcilla, se tiene que el 90% de los asentamientos podrían darse en más de 5 años. Por lo tanto, aún si el material de relleno hubiera sido colocado con mucho tiempo de antelación, en este tipo de perfiles resulta necesario evaluar el comportamiento de toda la masa de suelo, incluso a profundidades mayores a 30 m. En la sección 4.2.3.3. se comentará brevemente el rango de mediciones de c_{vh} típicamente obtenidos in situ en suelos arcillosos y su adecuada interpretación.

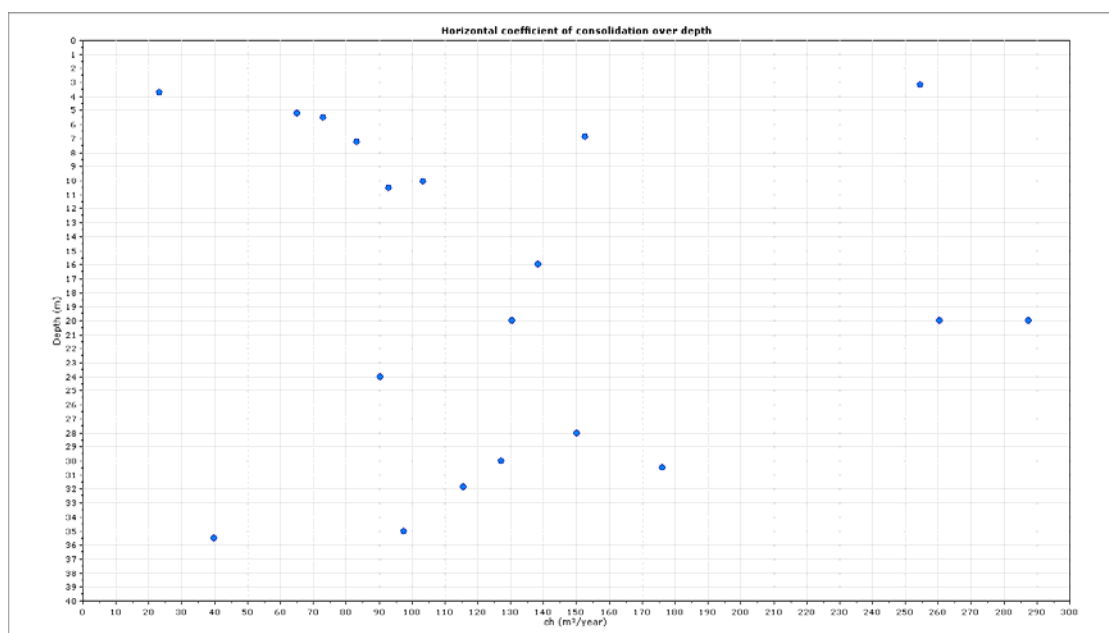


Figura 4.2.4. - Variación de c_{vh} estimado a partir de t_{50} medidos in situ

Con esta somera estimación se puede demostrar preliminarmente que la investigación del suelo debería ser mucho mayor a 6 o 10 m, incluso para edificaciones de baja importancia o proyectos con descargas relativamente livianas. Esta observación reviste aún más relevancia al considerar lo analizado en la sección 4.1.2., de que un 79.8% de los perfiles analizados en esta base de datos dentro de Guayaquil (92.4% considerando la zona deltaico-estuarina), son suelos de tipo E, F1, F2, F3 o F4; por lo que en gran parte de los proyectos geotécnicos en estos sectores, habrán problemas de asentamientos, de licuación, o ambos, adicional al hecho de que casi siempre se coloca material de relleno como parte del proceso constructivo.

Por lo tanto, al menos en la zona deltaico-estuarina (y en otros sectores, como Durán y la Puntilla, que serán brevemente comentados en secciones posteriores), los sondeos exploratorios incluso para edificaciones de importancia baja, deberían tener 20 m como mínimo. Dado que muchas veces existen limitaciones de presupuesto, incluso sería más

significativo hacer un solo sondeo de 20 o 25 m que 3 sondeos con igual profundidad total.

4.2.2.2. Perfiles tipo II

Este tipo de perfiles difiere del anterior debido a la alta presencia de suelos arenosos dentro de la matriz arcillosa, y han sido detectados principalmente hacia el este del macro-sector analizado.

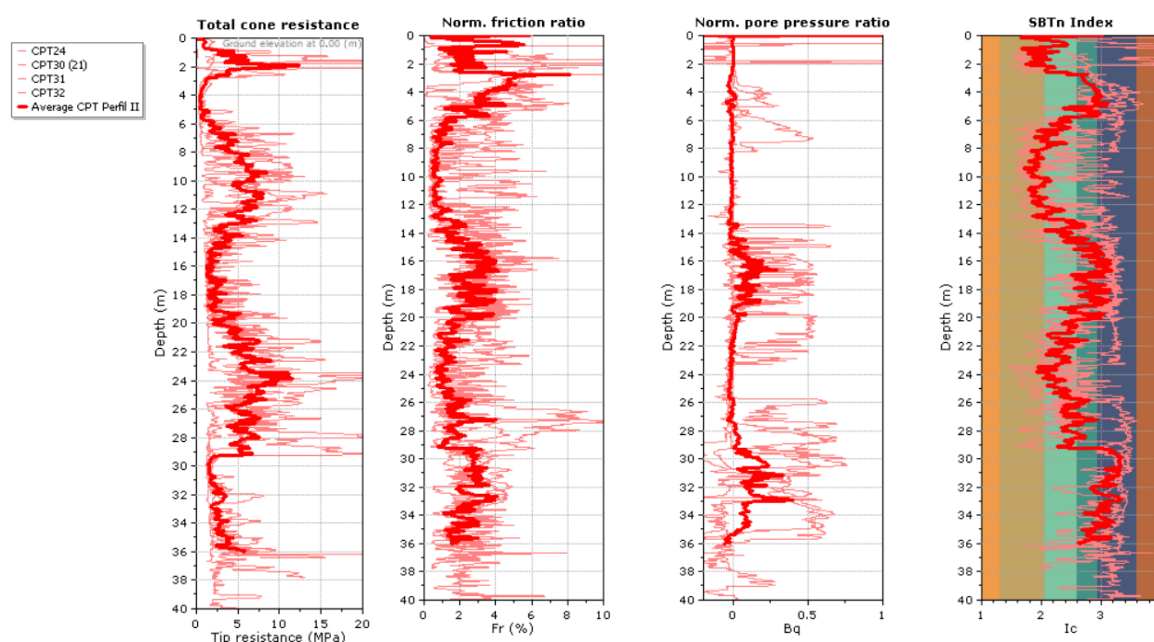


Figura 4.2.5. – Superposición de mediciones y estratigrafía de sondeos con perfil tipo II

Por debajo del material granular de relleno de 1 a 2 m de espesor, el depósito de suelo se compone en general de tres estratos de suelos finos principalmente arcillosos a 3, 14 y 30 m de profundidad, de consistencia blanda, rígida y variable entre firme y muy rígida, respectivamente. Estos estratos de arcilla se encuentran intercalados con dos principales capas de arena de compacidad variable entre medianamente densa y suelta, localizadas a 7 y 20 m de profundidad, aproximadamente. A profundidades variables entre 36 y 40 m, se detectó un material granular de compacidad medianamente densa o densa, finalizando los sondeos en este estrato. El nivel freático fue detectado a profundidades de entre 2 y 3 m.

La información presentada para este tipo de perfil ha sido obtenida de los CPT 24, 30, 31 y 32; la estratigrafía del CPT23 también presenta estratos arenosos de cierta relevancia, pero a profundidades diferentes a las indicadas anteriormente, por lo que para la obtención de promedios y tendencias de comportamiento no ha sido considerado.

Justo por debajo del relleno, se ha identificado una capa superficial de suelos finos arcillo-limosos ligeramente sobre consolidados, bajo la cual subyace una capa de similar comportamiento pero que se encuentra en estado normalmente consolidado con una consistencia variable entre blanda y firme. En la capa más compresible se han medido valores de q_t de entre 0.25 y 1 MPa, y F_r entre el 3 y 6%. Por lo tanto, se estimaron valores de s_u en el rango de 25 a 50 kPa, y OCR en general mayor a 1.3.

A continuación, desde profundidades variables entre 6 y 8 m se detectó en casi todos los sondeos un estrato de arenas limosas, de aproximadamente 6 m de espesor, donde se midieron valores de q_t de entre 5 y 12 MPa, y F_r en promedio menor al 2%. Esto equivale a un I_c normalizado de alrededor de 2 en promedio, lo que sugiere la presencia de suelos areno-limosos.

Por lo tanto, para este estrato anteriormente descrito, se ha estimado una D_r de entre 25 y 45%, lo que para el estado tenso-deformacional geo-estático de este estrato, representa un parámetro de estado ψ de alrededor de -0.05; este material arenoso entonces evidencia un comportamiento ligeramente contractivo, y podría ser susceptible a licuación bajo cierta demanda de esfuerzos cíclicos. Esta susceptibilidad será evaluada y cuantificada mediante índices de comportamiento, en la sección 4.6.

Siguiendo con las series estratigráficas, aproximadamente a los 14-15 m se ha detectado una capa de suelos finos arcillosos y suelos finos transicionales con comportamiento limoso de unos 5 m de espesor, con consistencia variable entre firme y muy rígida, con valores medidos de q_t de entre 1 y 4 MPa, y F_r entre el 2 y 6%. Se han medido también valores normalizados de presión de poros, B_q de entre 0.1 y 0.5, lo que evidencia la variabilidad del comportamiento en esta capa, entre arcilloso y transicional, compatible con el I_c normalizado observado de entre 2.6 y 3.2.

La masa de suelos transicionales presente en este estrato descrito, confiere un comportamiento parcialmente drenado. Para corroborar este particular, se realizaron ensayos de disipación de presión de poros en esta capa de suelos transicionales y arcillosos, y se obtuvieron mediciones de c_{vh} de entre 150 y 550 m²/año, lo que para este tipo de suelos con presencia relevante de intercalaciones, podría significar un c_v de entre 15 y 110, considerando un factor de anisotropía de entre 5 y 10.

Estos son valores relativamente altos para suelos finos, que propiciarían una velocidad de asentamientos mayor a la que generalmente se obtiene en suelos con potentes estratos arcillosos de comportamiento no drenado, y que según la información a priori del sector de estudio, podrían esperarse con mayor frecuencia en estas zonas geotécnicas. Al analizar el rango de valores c_{vh} medidos y considerando la alta presencia arenosa de los perfiles tipo II, se puede inferir que los problemas por tiempos de asentamientos no constituirían la variable más relevante en un análisis geotécnico de estos perfiles; en contraposición, la licuación podría ser un problema en este tipo de suelos.

A partir de las mediciones normalizadas, en esta capa situada entre 15 y 20 m de profundidad, se han estimado valores de s_u entre 50 y 150 kPa, y OCR de 1.5 a 5 inclusive, aunque se debería prestar particular atención al umbral superior, considerando que existen

intercalaciones de material transicional que podrían propiciar ligeras sobreestimaciones de esta propiedad. Si bien es cierto que para un análisis más exhaustivo se podría corroborar esta cota superior de estimaciones con ensayos de laboratorio, éstas podrían subestimar la historia de esfuerzos, dependiendo del grado de alterabilidad de la muestra. En la sección 4.4.1. se abordarán algunos detalles relativos a este apartado.

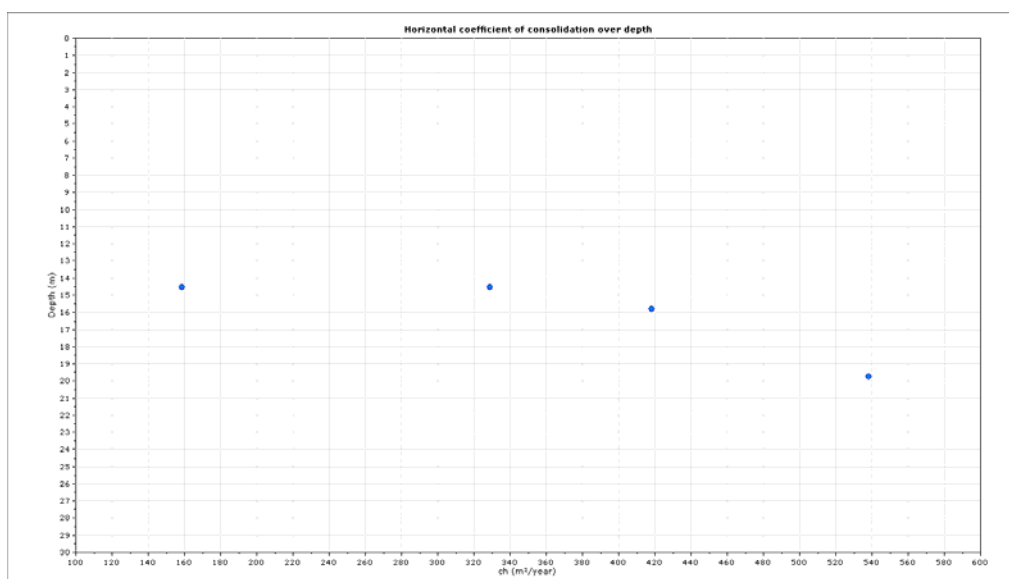


Figura 4.2.6. – Variación con la profundidad de los valores c_{vh} medidos en el estrato de suelos transicionales-arcillosos

Desde profundidades aproximadas entre 20 y 23 m, se identifica un segundo estrato de arenas limosas con presencia variable de las fases granulares, por lo que en algunos sondeos esta capa corresponde a limos arenosos. El espesor de este estrato es muy variable, entre 3 y 8 m de profundidad, y consecuentemente con las características descritas, se midieron valores de q_t de entre 5 y 20 MPa, F_r en promedio menor al 2.5 % y un B_q cercano a 0.

Se estimaron a partir de las mediciones, valores promedio de D_r de entre 25 y 40% y un parámetro de estado ψ de alrededor de -0.05, por lo que al igual que la capa arenosa suprayacente, este material evidencia un comportamiento ligeramente contractivo, y podría ser susceptible a licuación bajo cierta demanda de esfuerzos cíclicos. Dada la profundidad a la que se sitúa este estrato, este detalle no sería particularmente relevante para cimentaciones de tipo superficial, pero sí requeriría la evaluación exhaustiva de la ubicación del plano neutro para la determinación de la cota de un sistema de cimentación profunda que se implemente en algún proyecto con este tipo de perfil.

A una profundidad variable entre 26 y 29 m se ha identificado una tercera capa de suelos finos, esta vez con un mayor comportamiento no drenado, y valores promedio de I_c de alrededor de 3.2 en la parte más compresible. Se han estimado valores de s_u en el rango de 50 y 150 kPa, y un umbral inferior de OCR de alrededor de 1.

Finalmente, se identificó a profundidades variables entre 36 y 40 m, un material granular de compacidad medianamente densa o densa, donde se concluyeron los sondeos de exploración. Se midieron valores de Q_{tn} de 50 a 150, y F_r de alrededor de 1. Además, se estimaron valores de D_r de entre 25 y 60%, hasta la profundidad de los sondeos; sin embargo, la tendencia en los últimos centímetros era un incremento con la profundidad.

Nótese que los materiales granulares contractivos y por lo tanto susceptibles a licuación, han sido detectados desde los 6 m de profundidad. Con este detalle se refuerza la idea de que en estos sectores no cabe la ejecución de sondeos cortos, aunque sea para edificaciones de categoría baja.

4.2.2.3. Perfiles tipo III

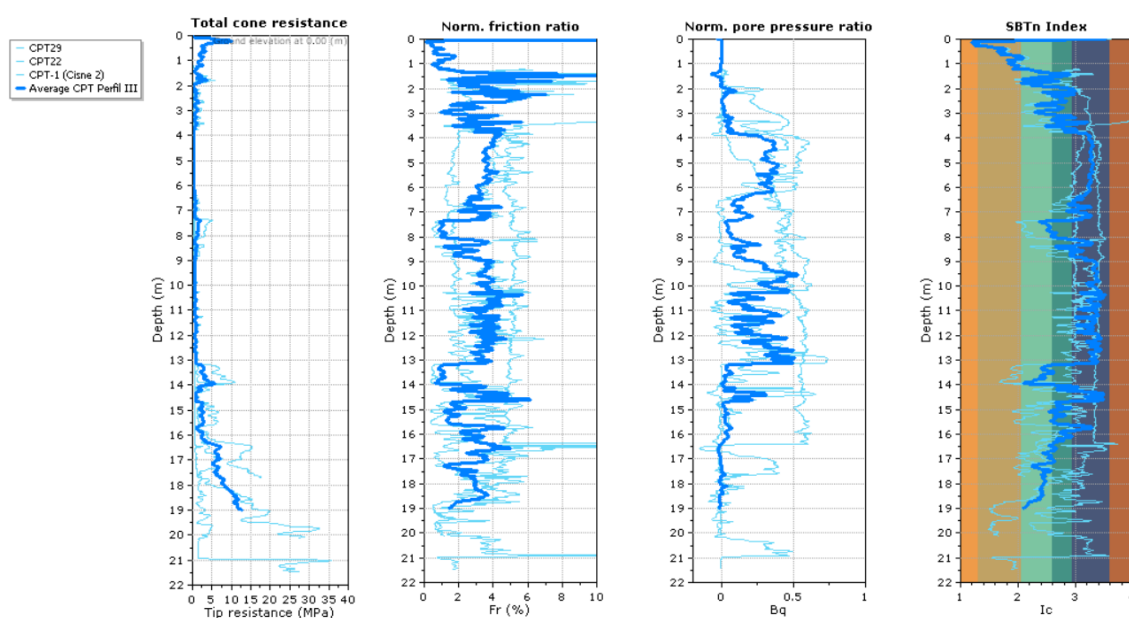


Figura 4.2.7. – Superposición de mediciones y estratigrafía de sondeos con perfil tipo III

Podría resultar peculiar la presencia de este tercer tipo de perfiles, identificados en 3 sitios cercanos a brazos de estero; puesto que, a diferencia de lo detectado generalmente en estos sectores, los ensayos CPTu rechazaron a profundidades de entre 17 y 21 m. Ahora bien, esto podría corresponder a uno de dos factores: presencia de estratos de consistencia rígida y compacidad densa desde esa profundidad, o presencia puntual de capas de material muy rígido, a las que subyacen potentes materiales blandos. Para el CPT-22 probablemente el motivo sea el primero, dado que la zona norte del Suburbio donde está ubicado este sondeo, se encuentra a una distancia menor de 500 m de las Formaciones Cayo y Guayaquil.

En una campaña de investigación geotécnica convencional, en este tipo de sectores se complementaría la exploración con sondeos de perforación y recuperación de muestra, con el fin de corroborar con la metodología de percusión y lavado, el espesor de este material compacto o consistente; sin embargo, como parte de esta investigación a nivel académico, no se han corroborado los espesores.

La estratigrafía está compuesta generalmente de una capa de relleno de aproximadamente 1 a 3 m de espesor, que yace generalmente sobre un depósito de arcillas de consistencia variable entre muy blanda y rígida con presencia de materiales transicionales, en un espesor variable entre 10 y 15 m, bajo el cual en CPT-22 y CPT29 se han detectado series limo arenosas, hasta la identificación de un estrato de suelos de alta rigidez, generalmente granulares, que no han sido atravesados con los ensayos CPTu.

Se puede observar en la figura 4.2.8 la variación con la profundidad en la capacidad de drenaje del material. En las capas superiores, hasta los 10 m de profundidad aproximadamente, predomina el comportamiento no drenado, compatible con el material arcilloso cohesivo (con menor presencia de suelos limosos de tipo transiciones) que se ha detectado en este estrato superior del perfil. Se han medido valores de q_t de entre 0.3 y 2 MPa, y F_r variable entre 1 y 4%. A partir de estas mediciones, se estimaron valores de s_u en el rango de 10 a 80 kPa, y un umbral inferior de OCR entre 1 y 3. Cabe destacar que existe una alta variabilidad entre las estimaciones y mediciones mencionadas, y la principal similitud entre estos sondeos es la presencia de un estrato muy rígido a poca profundidad.

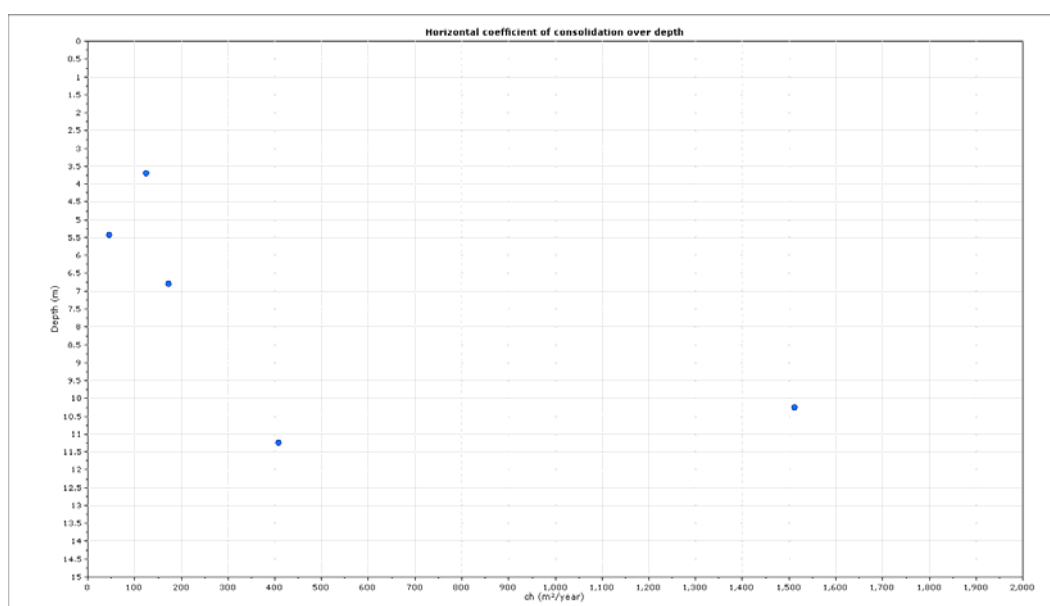


Figura 4.2.8. – Variación con la profundidad de los valores c_{vh} medidos en los sondeos del perfil tipo III

A partir de los 12 m, el comportamiento en algunos sondeos se vuelve parcialmente drenado a drenado, como se puede observar en la figura. Se han medido valores de c_{vh} de mayores a 400 $m^2/año$, por lo que considerando un factor de anisotropía de 5, los valores

de c_v son mayores a $80 \text{ m}^2/\text{año}$. Se considera un valor de 5, y no entre 5 y 10, debido a que la presencia de intercalaciones limo-arenosas no es predominante en las profundidades de medición. Para cuantificar este factor de anisotropía con mayor precisión, se podrían realizar ensayos de consolidación en ambos ejes, y aplicar dicho factor a la medición de c_{vh} in situ; también se podría aproximar el valor de anisotropía empleando la estimación de c_v a partir del CPTu y la medición de c_h in situ con disipaciones de presión de poros, por otro lado estimar el c_h de laboratorio a partir de resultados de consolidación y disipaciones in situ (Baligh & Levadoux, 1986), para finalmente contrastar ambos valores estimados de anisotropía. Sin embargo, para propósitos de este estudio, se han asumido rangos típicos para el factor de anisotropía en función de la preponderancia de las intercalaciones de material limoso y la historia de esfuerzos del depósito de suelos.

Finalmente, a una profundidad variable entre 16 y 21 m, se ha detectado geomateriales muy rígidos y compactos de comportamiento variado, tanto granulares como cohesivos, con valores de q_t de entre 10 y 30 MPa, y F_r variable entre 0.5 y 3%. Los valores normalizados de B_q siempre han sido cercanos a 0 en la profundidad de rechazo. Se han estimado valores de D_r de entre 60 y 90% en las capas arenosas y s_u de más de 200 kPa en las capas cohesivas.

4.2.3. Sector Sur Guasmo-Fertisa

Para este macro-sector se han realizado 6 ensayos CPTu suplementarios a los sondeos recabados como parte de la base de datos inicial. De estos sondeos previos, se han considerado 12 CPTs, totalizando 18 CPTu analizados en la caracterización. Este sitio de análisis, comprende varios sectores del Guasmo y de Fertisa. En la figura 4.2.9 se muestra la implantación de algunos CPTu realizados en esta área, incluyendo con marcador rojo los 6 realizados para esta tesis.

Según la Microzonificación, este sector de estudio se encuentra localizado en la zona deltaica estuarina D1, D2 y D3a. Es apropiado recordar que D1 tiene una menor sensibilidad y cementación por piritas que D3a, y D2 tiene menores espesores de suelo blando que D1 y D3a, según Vera (Vera, 2014). Ahora bien, a pesar de que el macro-sector mencionado de análisis presenta comportamientos geotécnicos ligeramente diferentes, en esta sección se han asociado perfiles de similares propiedades geotécnicas en términos de estratigrafía, resistencia al esfuerzo cortante, o profundidad de estratos rígidos.

En esta línea, se han identificado 3 tipos de perfiles o comportamientos característicos, que, de manera similar a la mayoría de análisis realizados en este capítulo 4.2, no necesariamente tienen una delimitación geográfica determinante. Los perfiles han sido denominados tipo I, II y III.

Los perfiles tipo I corresponden a depósitos de suelos arcillosos de consistencia blanda a firme de espesores menores a 18 m, bajo los cuales subyacen geomateriales granulares de compacidad variable entre medianamente densa y muy densa, en los que rechazó el CPTu. Según el estudio de Microzonificación, la zona geotécnica D2 evidencia un menor espesor

de suelos arcillosos; sin embargo, al margen de la localización geográfica de esta zona de aproximadamente 6 km² ubicada hacia el sur, se han identificado sondeos con menores espesores de suelo blando o al menos con un primer contraste de impedancia más superficial, hacia el nor-este de D2 (parque Olfa de Bucaram) y hacia el nor-oeste (al sur de Fertisa). Se cuenta con 2 CPTu adicionales ejecutados en la Av. 25 de Julio por el sector Floresta III que también presentan rasgos de los perfiles tipo I, cuyos datos no fueron receptados hasta la redacción de esta sección y por lo tanto no han sido incluidos en las gráficas.

Resulta plausible pensar, por lo tanto, que la extensión de la zona geotécnica D2 pudiera ser un poco más amplia que lo indicado en la Microzonificación, pero se deberían realizar más ensayos de mayor profundidad para corroborar la premisa y ser concluyentes.



Figura 4.2.9. – Implantación de 18 sondeos realizados en el Sector Guasmo-Fertisa (6 ejecutados para este trabajo con etiqueta roja)

Se ha caracterizado también algunos perfiles denominados tipo III con comportamiento similar al anterior, con la diferencia de que el material de alta consistencia detectado desde los 18 m, donde ha rechazado el CPTu no es de tipo granular, sino cohesivo; y otros perfiles, denominados tipo II, en los que también se identifican estratos de entre 18 y 20 m de arcilla blanda, a los que al igual que en el tipo I, subyacen materiales granulares, con la distinción de que la compacidad de estos estratos no ha sido lo suficientemente alta para que rechace el CPTu, e incluso se han detectado suelos blandos subyacentes.

A continuación, se especifican las características de tendencia de comportamiento de los perfiles indicados.

4.2.3.1. Perfiles tipo I

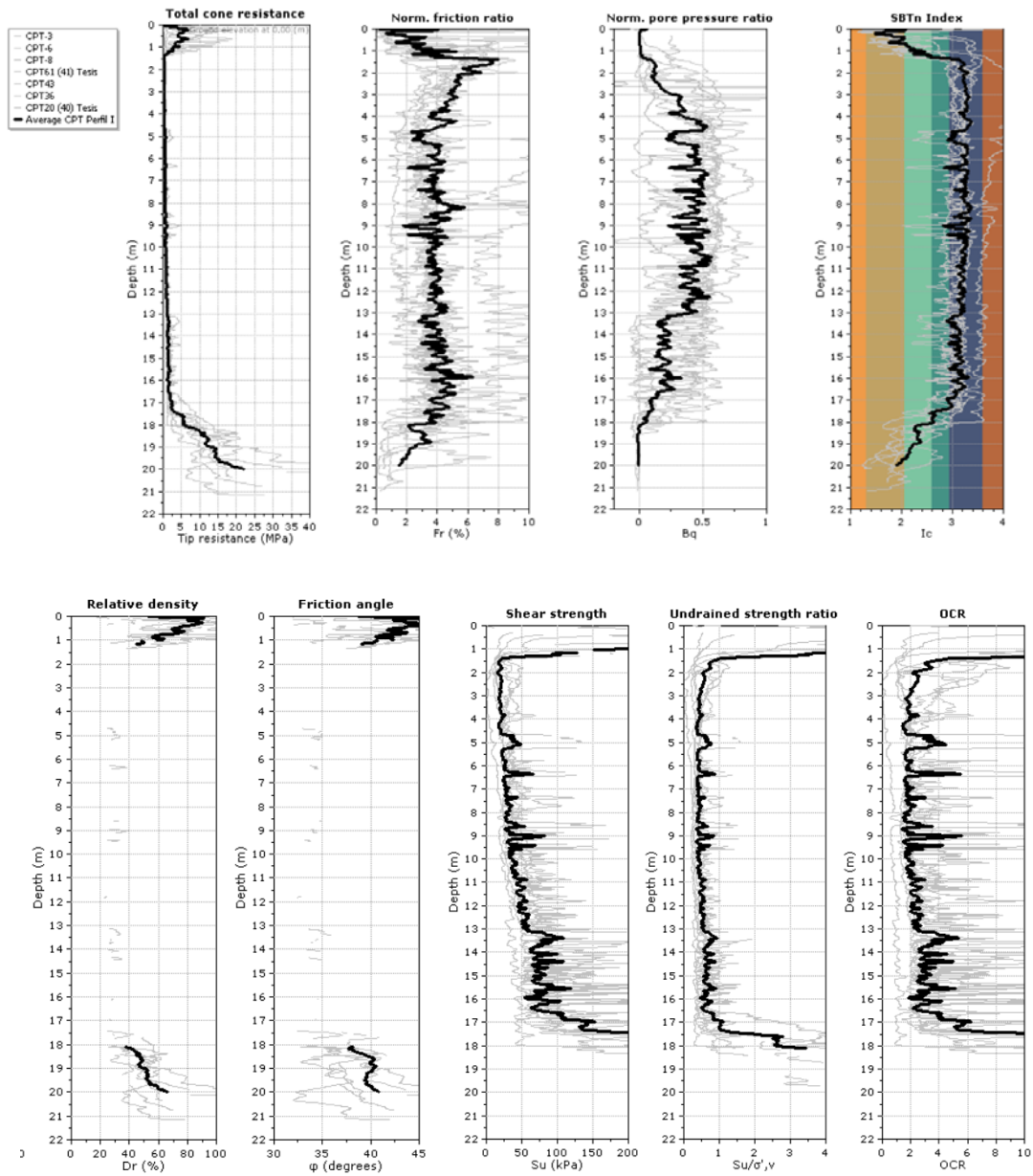


Figura 4.2.10. – Superposición de mediciones y principales propiedades geotécnicas de perfiles tipo I del Sector Guasmo-Fertisa

La estratigrafía de estos sitios, por debajo de un material de relleno de compacidad variable y alrededor de 1 a 2 m de espesor, se compone esencialmente de un estrato de 10 a 12 m de arcillas de consistencia variable entre blanda y firme, que yace sobre una capa de suelos finos de tipo arcilloso y transicional de alrededor de 3 a 4 m de espesor con consistencia variable entre firme y rígida. Finalmente, a profundidades variables entre 17 y 20 m, se ha identificado una capa de arena de compacidad variable entre medianamente densa y muy densa, hasta la finalización de los sondeos.

Las propiedades geotécnicas identificadas en este perfil tipo I, corresponden a los CPTs 36, 40, 41 y 43 realizados para esta tesis, y a 3 CPTs adicionales de proyectos realizados con anterioridad en el área de análisis. Además, el CPT-44 tiene propiedades muy similares a estos sondeos y la caracterización de los primeros 20 corresponde a lo indicado en este apartado; sin embargo, no fue considerado en el promedio de propiedades y mediciones porque el estrato granular denso fue detectado a unos 27 m de profundidad, lo que afectaría la desviación estándar del conjunto de sondeos.

En algunos sectores se detectó superficialmente un material de relleno de alrededor de 1 m de espesor con compacidad variable entre muy densa y medianamente densa, con valores de q_t medidos de entre 5 y 20 MPa, y F_r incremental con la profundidad entre 0.5 y 3%. Se han estimado valores de densidad relativa (D_r) de entre 80 y 50%, y ángulo de fricción φ de más de 37 grados.

Posteriormente, entre 1 y 13 m de profundidad aproximadamente se presenta una capa de arcillas de consistencia variable entre muy blanda y firme, con algunas variaciones en los espesores y consistencia, según el sondeo considerado. En promedio se midieron en esta capa valores de q_t de entre 0.3 y 1 MPa, y F_r entre 3 y 6%, con los mayores valores registrados superficialmente; el I_c varía ligeramente con la profundidad, entre 3.4 y 3. Una excepción a este comportamiento a profundidades de 7-9 m se encuentra en el CPT-40, donde se han detectado valores de I_c ligeramente menores a 3, y por lo tanto un material con componente más limosa; por otro lado, en CPT6, se identificaron suelos de tipo orgánico, con valores de resistencia muy bajos, en gran parte del perfil.

A partir de las mediciones realizadas se estimaron en promedio valores s_u de entre 20 y 60 kPa, y OCR entre 1.5 y 3. El factor N_{kt} de Robertson estimado a partir del F_r para la determinación del rango de s_u indicado, se encuentra entre 13 y 16 para la mayoría de los sondeos de estos perfiles, no solo en este estrato sino en los subyacentes; sin embargo, en los CPT-40 y CPT-6, debido a su diferente F_r e I_c identificados con las mediciones del cono, se han estimado factores N_{kt} de alrededor de 12 y 18, respectivamente. Considerando la medición de f_s como una aproximación de la s_{ur} , se han estimado valores promedio de sensibilidad entre 1 y 2.5 en el estrato considerado; sin embargo, se estimaron valores mayores a 5 en el CPT-40 (influye el bajo F_r medido).

Además de que se midió en promedio un B_q de entre 0.4 y 0.6, se ha corroborado en la mayoría de los sondeos el comportamiento principalmente no drenado del material con ensayos de disipación de presión de poros en los que se han obtenido coeficientes c_{vh} de entre 50 y 250 $m^2/año$ en los primeros 11 m, incluso en CPT-40. Sin embargo, en este último sondeo, donde se identificaron suelos de comportamiento limoso desde los 7 m de

profundidad, también se midieron valores de c_{vh} de entre 250 y 500 $m^2/año$. En la mayoría de los casos analizados, por lo tanto, la tendencia del comportamiento es no drenada, al menos en los primeros metros.

Desde los 13 hasta los 17 m se encuentra una capa de suelo fino con un comportamiento generalmente transicional, donde se midieron valores de q_t de entre 1 y 2 MPa. El F_r en promedio se mantuvo relativamente constante con la profundidad en un rango de 3 a 5% y el I_c fue calculado entre 2.6 y 3.2 aproximadamente. Se ha constatado el comportamiento parcialmente drenado e incluso drenado de este estrato mediante mediciones de c_{vh} de más de 1000 $m^2/año$ en la profundidad analizada, como se puede observar en la figura 4.2.11.

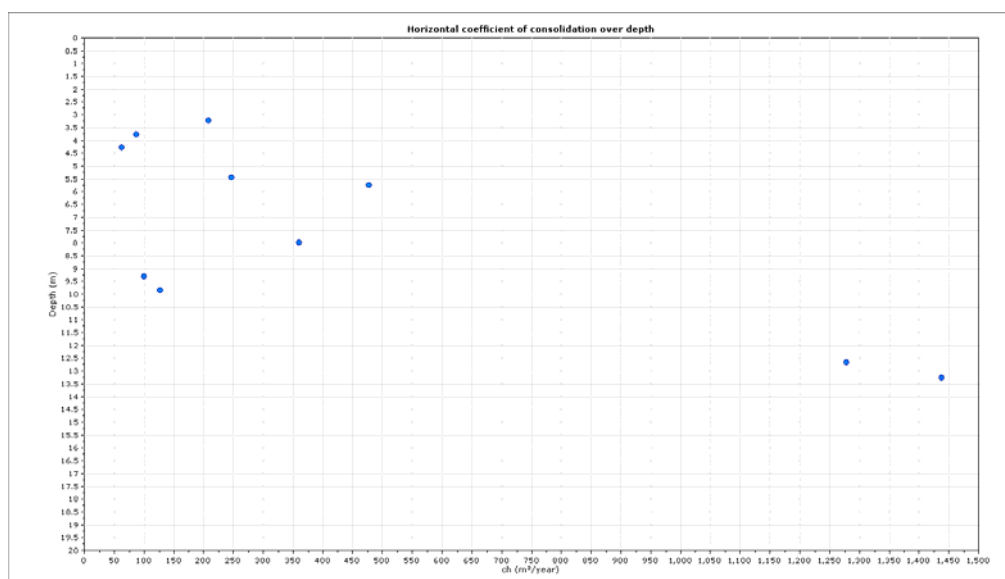


Figura 4.2.11. – Variación de 10 mediciones C_{vh} realizadas en los perfiles tipo I

Finalmente, se detectó una capa de arena de compacidad variable entre medianamente densa y muy densa, con valores medidos de q_t inclusive 50 MPa, y F_r menores al 2%. Se estimaron además valores de D_r de entre 40 y 100 %, y un parámetro de estado ψ en promedio de entre -0.1 y -0.2, pero con picos dilatantes de hasta -0.3. En la tabla 4.2.2 mostrada a continuación se indica un resumen por estrato de las propiedades estimadas en promedio para los sondeos considerados en este análisis.

Tabla 4.2.2. – Valores mínimos y máximos de parámetros geotécnicos de cada estrato para el promedio de CPTs considerados

Estrato	Prof. (m)	D_r prom [%]		S_u prom [kPa]		OCR prom		Sensitividad	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Arcilla NC	1-13	-	-	20	60	1.5	3.0	1.0	2.5
Suelo transicional	13-17	-	-	60	90	2.0	4.5	1.0	2.5
Arena media-densa	17-20	40	70	-	-	-	-	-	-

4.2.3.2. Perfiles tipo II

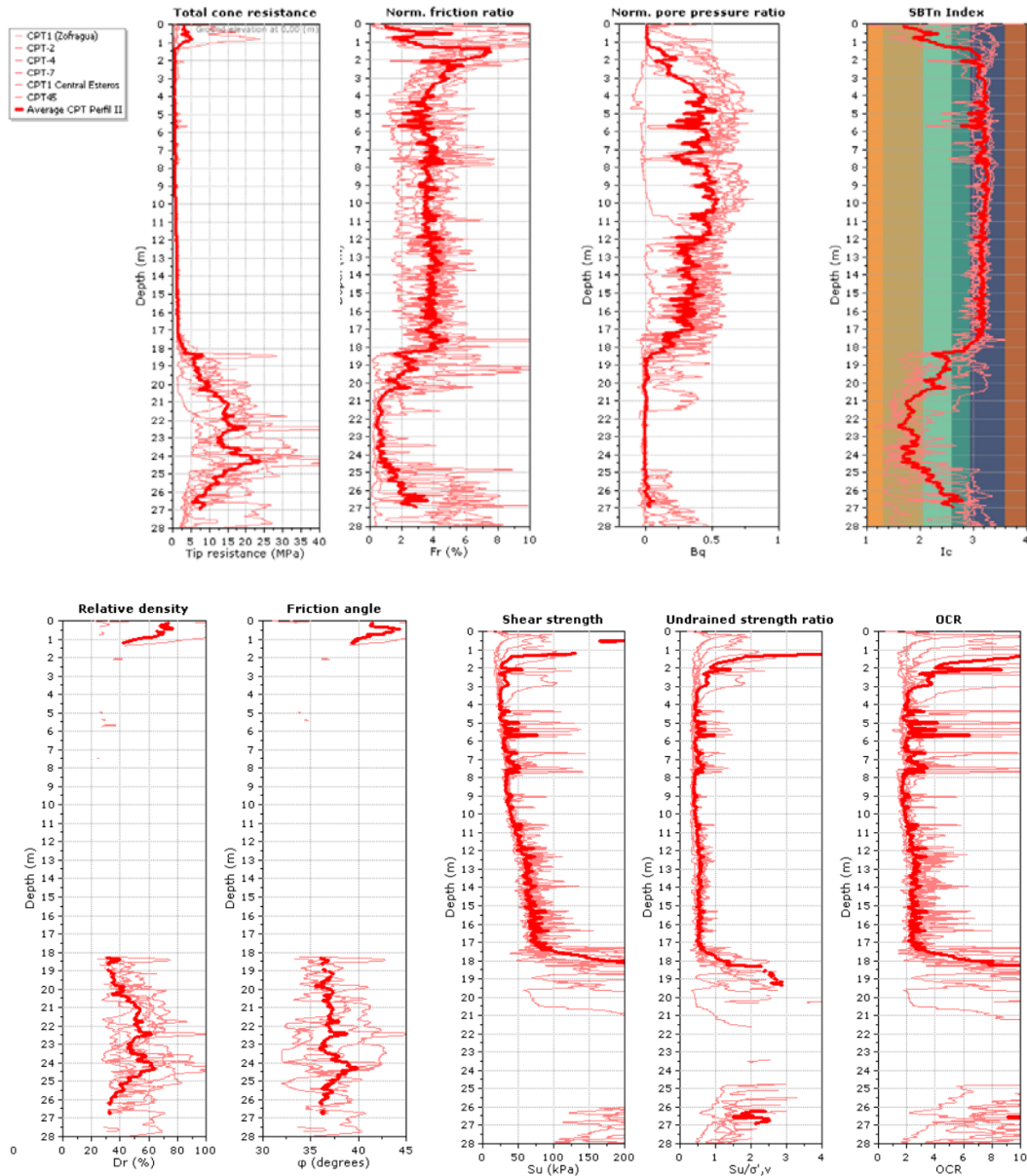


Figura 4.2.12. – Propiedades geotécnicas de perfiles tipo II Sector Guasmo-Fertisa

La estratigrafía de estos sitios guarda similitudes en los primeros 18 m a los perfiles tipo I; superficialmente existe un material de relleno de 1 a 2 m de espesor con compactidad variable, que yace sobre un estrato de aproximadamente 16 m de arcillas de consistencia que varía linealmente con la profundidad entre blanda y rígida. Debajo de este estrato, se identifica un depósito de arenas de un espesor aproximado de 8 a 10 m, con compactidad

variable entre medianamente densa y muy densa, siendo la constitución y compacidad de este estrato la principal diferencia con los perfiles I. En esta capa, se han encontrado variaciones significativas en el comportamiento del suelo, con intercalaciones de estratos transicionales y cohesivos. En algunos sectores, se detectaron arcillas y limos de consistencia variable entre firme y rígida, por debajo del estrato anteriormente descrito.

A continuación del material de relleno, existe una capa de unos 15 m de arcilla de un material generalmente arcilloso cohesivo, cuya resistencia se incrementa con la profundidad entre blanda y rígida. Se ha medido un rango de valores promedio de q_t de entre 0.4 y 1.4 MPa, con un incremento lineal a lo largo de todo el estrato; y el F_r promedio se ha mantenido entre el 3 y 5%; por lo tanto, se ha calculado un I_c de entre 2.9 y 3.3, para la media de todas las mediciones a lo largo del estrato descrito.

Los valores estimados de s_u varían linealmente con la profundidad entre 20 y 100 kPa, y el OCR inferido es alrededor de 1.5 en la zona más compresible. El factor N_{kt} de Robertson estimado se encuentra entre 13 y 16 salvo para el CPT-1 CE, donde se estimaron factores mayoritariamente entre 10 y 14. Por lo tanto, a partir del f_s medido se estimaron valores de sensibilidad promedio entre 1.5 y 2.5, mientras que en CPT-1 CE, los valores estimados se encuentran entre 2.5 y 5.

Una excepción en el comportamiento no drenado de la capa anteriormente descrita, se la observa en el CPT-45, donde se midieron valores de B_q cercanos a 0 (indicios de comportamiento drenado); se realizaron ensayos de disipación, y se pudo evaluar a los 12.5 m de profundidad, aproximadamente, un comportamiento parcialmente drenado del material ($c_{vh}=800 \text{ m}^2/\text{año}$), particular compatible hasta cierto grado con el I_c , pues existen intercalaciones con valores de 2.95, cerca de la frontera entre arcilloso y transicional (véase Anexo II para visualización de un registro detallado del CPT-45).

Este ejemplo ilustra la relevancia de la cantidad y calidad de información obtenida mediante los tres sensores independientes del sistema CPTu, y de una cuarta lectura al medir el t_{50} con una disipación de presión de poros. Si solo se evaluara la resistencia del cono en la punta (q_t), e incluso analizando someramente la resistencia por fricción a través del F_r , se podría llegar a la conclusión de que en el estrato evaluado del sondeo indicado (CPT-45, 12 a 16 m), el comportamiento es cohesivo no drenado (arcillas); pero al evaluar el B_q , se observa un cambio en el comportamiento, lo que motiva la medición de una cuarta variable (t_{50} a través de un ensayo de disipación), con la cual se corrobora la presencia de un estrato parcialmente drenado. He ahí la riqueza de información despreñada de un ensayo CPTu, el mismo que complementado en proyectos integrales de mayor envergadura con la proporción idónea de sondeos con muestreo, propician casi siempre la suficiencia de un trabajo geotécnico.

Se describe a continuación el depósito de arenas situado entre los 18 y 26 m de profundidad, aproximadamente. Se han medido valores promedio de q_t de entre 5 y 25 MPa, y F_r menores al 1% en las intercalaciones de arena con menor presencia de finos. Los valores estimados de D_r se encuentran entre 45 y 65 %, a diferencia del perfil tipo I, donde la compacidad se incrementaba hasta 100% inclusive en las capas inferiores. Se han estimado además valores promedio del parámetro de estado ψ de alrededor de -0.1, con

algunos lentes que presentan valores cercanos a 0 y otros de hasta -0.2; por lo tanto, se evidencia variabilidad en el comportamiento del suelo ante esfuerzos cortantes, entre contractivo y dilatante.

En los sondeos realizados hacia el sur, dentro de la zona geotécnica D2, se han identificado estratos de suelo firme arcilloso por debajo del material granular, donde se estimaron valores de s_u de incluso 60-80 kPa, y OCR de 1.5.

Estas capas de material cohesivo podrían en algún caso particular propiciar problemas de asentamientos en sistemas de cimentación profunda, si no se consideraran apropiadamente; por otro lado, las intercalaciones de lentes areno limosos en estado medianamente denso detectados a estas profundidades deben ser detalladamente analizadas en proyectos que requieran el empleo de pilotes, de tal manera que la profundidad diseñada permita una idónea disposición del plano neutro.

En algunos casos, los perfiles tipo I y tipo II se encuentran en locaciones muy cercanas, por lo que en general se puede indicar que aunque se detecten arenas de compacidad densa (perfil I), siempre se debe corroborar el espesor de estos estratos alrededor de 4 veces D por debajo de la cota estimada de elementos de cimentación profunda, dado que incluso a 30 m de profundidad, en algunos sondeos se han detectado capas de arcillas NC o arenas contractivas por debajo de arenas densas, lo que pudiera afectar el desempeño de la cimentación en condiciones estáticas o en escenarios dinámicos.

En la tabla 4.2.3 se indica el promedio obtenido en las estimaciones de propiedades geotécnicas de los sondeos considerados. Cabe destacar que estos valores no representan umbrales de estimación aplicables a todos los sondeos, sino estimaciones mínimas y máximas obtenidas de un CPT promedio.

Tabla 4.2.3. – Valores mínimos y máximos de parámetros geotécnicos de cada estrato para el promedio de CPTs considerados

Estrato	Prof. (m)	D_r prom [%]		S_u prom [kPa]		OCR prom		Sensitividad	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Arcilla NC	1-12	-	-	25	55	1.75	2.5	1.5	2.5
Arcilla firme-rígida	12-17	-	-	60	90	2.0	3.5	1.5	2.25
Arenas y suelos transicionales	18-26	35	65	-	-	-	-	-	-

4.2.3.3. Perfiles tipo III

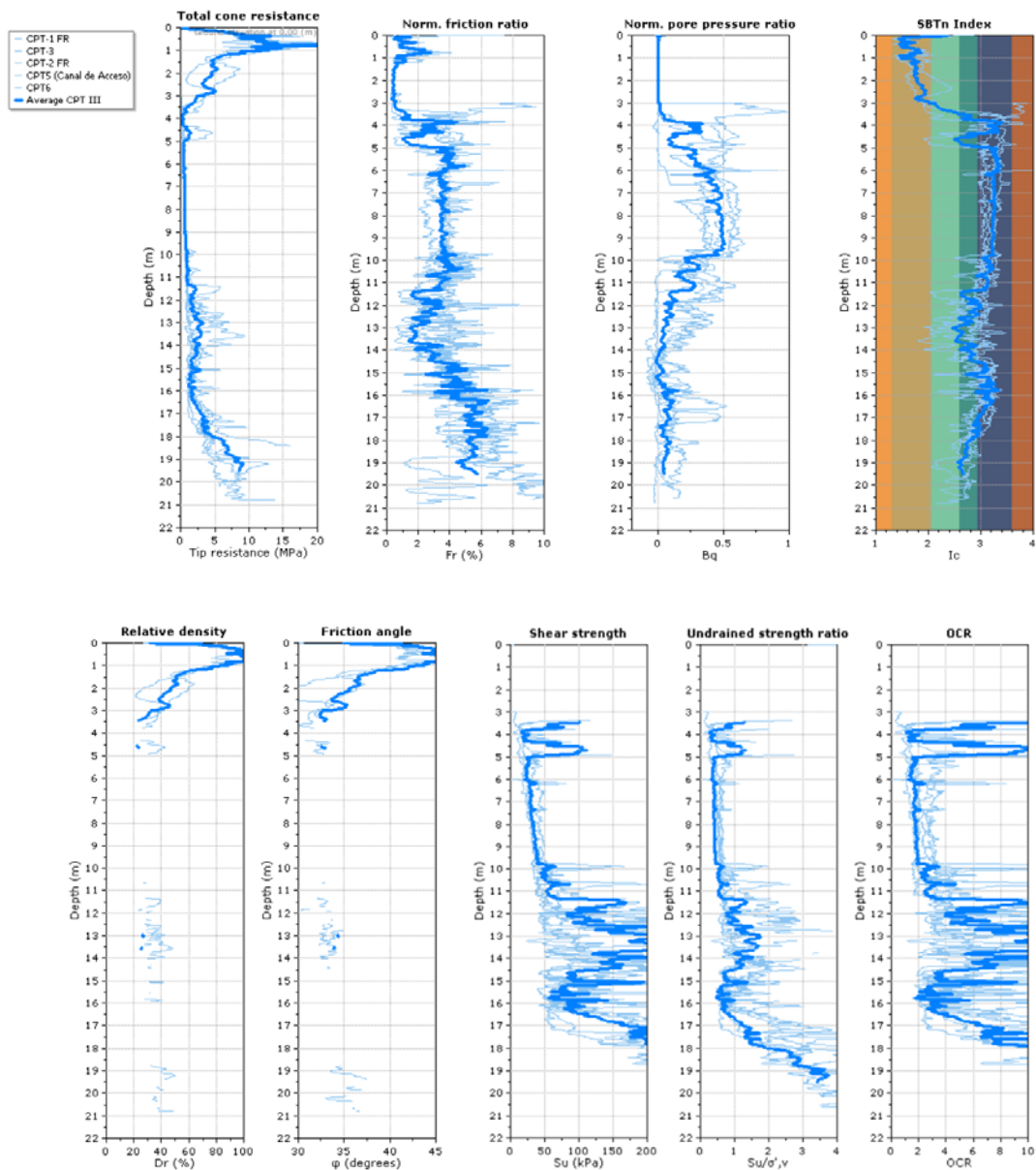


Figura 4.2.13. – Propiedades geotécnicas de perfiles tipo III Sector Guasmo-Fertisa

Este tipo de perfil presenta características similares a los anteriores en el estrato superficial correspondiente a una capa cohesiva arcillosa de consistencia blanda a firme; pero, a diferencia del perfil tipo II, el suelo tiende a tener un comportamiento más transicional y a diferencia de ambos perfiles anteriormente analizados, la consistencia se incrementa significativamente desde los 12 m. Además, a una profundidad variable entre 18 y 20 m, cuando se detecta un estrato competente también registrado en el perfil I, las características

de este material corresponden a suelos finos. Es decir, el perfil tipo III está compuesto de material mayoritariamente cohesivo de consistencia que se incrementa con la profundidad.

Se ha identificado por debajo del relleno, una capa de arcilla de unos 8 m de espesor, con una consistencia variable entre muy blanda y firme, donde se han medido valores promedio de q_t de entre 0.25 y 1 MPa, y F_r entre 3 y 5%. A partir de estas mediciones, se han estimado valores de s_u entre 20 y 50 kPa, y el OCR ha sido estimado entre 1 y 2 en promedio. Aproximando el s_{ur} al valor medido de f_s , se han estimado valores de sensibilidad de alrededor de 2, para un N_{kt} estimado de entre 13 y 15.

Este estrato anteriormente indicado es aquel en el que potencialmente se presentarían la mayor parte de los problemas de asentamientos por aplicación de cargas correspondientes a cimentaciones superficiales y estructuras de relleno. Por lo tanto, en este estrato se han concentrado las mediciones de disipación de presión de poros u_2 , y se han medido coeficientes c_{vh} entre 70 y 250 $m^2/año$, a partir de lo cual se han estimado valores de c_v de entre 20 y 125. Para estimar el c_v , se han considerado factores de anisotropía entre 2 y 4, un rango apropiado para suelos cohesivos normalmente consolidados de fábrica floclada y con pocas intercalaciones de limos y arenas.

Este es un buen momento para destacar que en general, los valores de c_v estimados a partir de los c_{vh} medidos en las disipaciones de u_2 son relativamente altos, en comparación a las mediciones de laboratorio que comúnmente se obtienen en muestras relativamente inalteradas (menores a 10 $m^2/año$ inclusive en suelos arcillosos deltaico-estuarinos).

Esta divergencia en resultados podría deberse a varios factores, uno de los cuales es que el CPTu mide el c_{vh} en el estado de esfuerzos in situ, que no necesariamente será el estado de esfuerzos final; y por lo tanto, al aplicar una carga proveniente del relleno o al someter a una muestra a diferentes estados de carga en el laboratorio, se puede llevar al suelo a un estado normalmente consolidado, que en algunos casos no es el estado existente in situ al momento de realizar la disipación.

Para la capa de suelo analizada en este caso, por ejemplo, el OCR estimado a partir de los 5 m se encuentra entre 1.5 y 2, por lo que con la disipación de presión de poros se está midiendo un $c_{vh(OC)}$, que es mayor a un $c_{vh(NC)}$; en el caso analizado en los perfiles tipo I del Sector del Suburbio (sección 4.2.2.1), el perfil de suelo era NC, por lo que el valor de c_v de 30 $m^2/año$ en ese caso podía ser aplicable. Esta es una cuestión que debe ser analizada en cada caso cuando se empleen c_{vh} medidos in situ con CPTu para la estimación de tiempos de asentamientos.

En otras ocasiones, la diferencia en valores estimados in situ y medidos en laboratorio de c_v , también puede deberse al grado de alterabilidad de la muestra obtenida, particular que será abordado desde un contexto de resistencia en la sección 4.4.1. (véase U.S. Navy, 1971). También se puede mencionar la presencia in situ de lentes limosas con mayor capacidad de drenaje, factor que muchas veces no puede ser considerado en una muestra arcillosa ensayada en un anillo de consolidación. Prescindir de los efectos de campo podría provocar erróneamente que se estimen tiempos de asentamiento mucho mayores a los reales, por basar todos los análisis estrictamente en mediciones de laboratorio.

Por lo tanto, una buena práctica para dilucidar este particular, consiste en complementar la investigación convencional basada en perforaciones, muestreo y ensayos de laboratorio, con ensayos in situ con mediciones de presión de poros, adoptando generalmente valores de diseño acotados entre los dos umbrales de estudio. Otra alternativa, más económica, es analizar la historia de esfuerzos del suelo y estimar el $c_{vh(NC)}$ a partir del c_{vh} medido en campo con disipaciones de presión de poros realizadas con CPTu.

Un estudio que podría ser desarrollado a futuro es contrastar los c_h medidos in situ en disipaciones con valores estimados de c_h evaluados en laboratorio a partir de muestras obtenidas a igual profundidad y en sitios cercanos, según la base de datos actual. Para esto se emplearía la relación propuesta por Baligh y Levadoux (1986) para estimar el $c_{h(NC)}$ de laboratorio a partir del c_h in situ y un coeficiente entre las tasas re compresión y compresión medidas en laboratorio. Aunque se mantendría la variable de alterabilidad de las muestras, este análisis permitiría cuantificar el efecto de campo en el incremento del coeficiente de consolidación.

A partir de los 11 m, se ha detectado en un espesor de alrededor de 6 m, suelos finos arcillosos intercalados con suelos transicionales limosos. En este estrato se han medido valores de q_t de entre 1 y 3 MPa, y F_r entre 1.5 y 5%, a partir de lo cual se han estimado valores de s_u entre 60 y 200 kPa, con valores de OCR de entre 2 y 5 en las porciones más cohesivas del estrato. La sensibilidad estimada considerando el f_s medido en este estrato disminuye ligeramente con la profundidad de 3 a 1 en los suelos arcillosos con un I_c mayor a 2.8, y considerando un N_{kt} variable entre 13 y 15. Además, los valores medidos de c_{vh} en esta capa han sido en general mayores a 250 m²/año, particular asociado principalmente a la presencia de suelos transicionales de comportamiento parcialmente drenado.

Finalmente, a 18 m de profundidad aproximadamente, se han detectado suelos finos de consistencia variable entre muy rígida y dura, donde se han medido valores de q_t de entre 4 y 9 MPa generalmente, y F_r casi siempre mayores al 4%. Generalmente una medición de q_t de más de 5 MPa indica un comportamiento menos cohesivo, pero en este caso, observando los altos F_r se puede interpretar la presencia de suelos finos cohesivos o de tipo transicional. A partir de las mediciones realizadas, se han evaluado parámetros de resistencia al corte s_u de más de 250 kPa, y OCR de más de 5. Además, a partir de las mediciones de f_s , se ha podido estimar una sensibilidad baja, de entre 1 y 1.5, compatible con la presencia de suelos sobre consolidados.

Con perforaciones y muestreo realizado en sitios muy cercanos a algunas mediciones indicadas, se ha corroborado la presencia de estratos arcillosos de consistencia muy rígida y dura en estas profundidades, y asimismo se ha podido comprobar que por debajo de estas capas muy rígidas, pueden existir estratos cohesivos de menor consistencia, hasta profundidades de incluso 40 m. Una vez más, con este detalle se enfatiza la relevancia de plantear una buena campaña de exploración geotécnica en función del tipo de proyecto, tanto en cantidad de ensayos como en la profundidad propuesta, para analizar idóneamente estratos de suelo blando que puedan generar problemas geotécnicos en ciertos casos específicos.

4.2.4. Sector Nor-Este Terminal-Pascuales

En el sector norte de Guayaquil se han realizado en total 13 ensayos CPTu adicionales a los sondeos disponibles en la base de datos inicial. 12 de estos sondeos fueron realizados en la zona geotécnica aluvial; la mayoría a lo largo de la Av. Benjamín Rosales y la Autop. Terminal-Pascuales, relativamente adyacente a la ribera, y otros aproximadamente 1 km al oeste.

Adicional a estos 13 CPTs mencionados, se han considerado 34 CPTs previamente existentes, e información relevante de 28 perforaciones que fueron ejecutadas hasta el basamento rocoso. En la figura 4.2.14 se muestra la implantación de los 13 CPTu realizados en el sector norte, incluyendo el CPT-20, cuya ubicación corresponde a la zona deltaico-estuarina, y no ha sido analizado en esta sección.



Figura 4.2.14. – Implantación de 13 sondeos realizados en el Sector Norte

El sector de estudio mencionado, se encuentra localizado a lo largo de las subzonas aluviales D4b y D4c. La zona aluvial D4 se caracteriza por no evidenciar efectos de cementación por pirita, a diferencia de la zona D3a, según Vera (Vera, 2014). Además, la diferencia mencionada entre las subzonas D4b y D4c es el espesor de suelo, entre 10 y 20 m, y mayor a 20 m, respectivamente. La subzona D4a se encuentra ubicada adyacente hacia el este de los afloramientos rocosos de la Formación Cayo presentes en el norte de Guayaquil, mientras que la subzona D4b se asienta entre D4a y el río. Partiendo de esta

delineación previa, una parte de la subzona D4c se extiende hacia el norte, y otra hacia el sur.

Ahora bien, al analizar y clasificar los perfiles de suelo detectados en este sector evaluado, se han identificado al menos 3 tipos principales de perfiles, considerando la estratigrafía y la profundidad a la que se han detectado estratos competentes. Estos perfiles han sido identificados del I al III, siendo I y II los de mayor presencia. Aunque no se ha observado un claro posicionamiento o distribución espacial del tipo de perfiles, generalmente en el lado sur de la zona geotécnica D4c, se ha visualizado una mayor predominancia de suelos arcillosos, la misma que disminuye ligeramente en el lado norte.

Se ha denominado perfiles tipo I a aquellos sitios en los que se han identificado alternancias de series arenosas y series de suelos transicionales limosos, intercaladas con capas de suelos finos arcillosos, predominando un comportamiento parcialmente drenado o drenado en los primeros 20 m evaluados. Estos perfiles son en general de tipo F1 según la NEC 2015, por tener una alta susceptibilidad a licuación; y en general presentan espesores de suelo de compacidad suelta o consistencia blanda de más de 30 m, aunque se encuentran en su mayoría ubicados en la zona geotécnica D4b.

Los perfiles tipo II, por otro lado, tienen una mayor presencia de arcillas que los perfiles tipo I, aunque igualmente se identifican intercalaciones de suelo transicional a profundidades variables. Además, las arcillas detectadas en suelos aluviales, aparentemente difieren de las arcillas de la zona deltaico estuarina en el hecho de que, aunque según el SBTn son clasificadas como arcillas, se han medido comúnmente valores más bajos de B_q , o se ha observado una tendencia más alternante de la presión de poros normalizada, sugiriendo la ocurrencia de un comportamiento parcialmente drenado en ciertas profundidades. Los espesores de suelo detectados, generalmente superan los 25 a 30 m, aunque estos sondeos se encuentran indistintamente ubicados a lo largo de las zonas D4b y D4c.

Se ha denominado perfiles tipo III a los sondeos en los que se han detectado suelos de alta compacidad o consistencia, a profundidades menores a 25 m. Mayoritariamente estos perfiles están constituidos en las capas superiores por una matriz de suelos finos arcillosos, con intercalaciones de limos arenosos y arenas a profundidades variables.

Finalmente, a partir de 5 CPTs realizados para esta tesis en el sector norte analizado, y otros más previamente ejecutados (al menos 14), se ha clasificado un cuarto tipo de perfil, en el que se identificaron suelos muy rígidos a profundidades menores de 20 m, inclusive a profundidades de entre 5 y 15 m; sin embargo, no se ha presentado un análisis gráfico y conceptual debido a la alta variabilidad en la profundidad de los estratos resistentes, que limita la utilidad en la superposición de sondeos de características similares.

Este cuarto tipo de perfiles generalmente han sido detectados a distancias de entre 0.5 y 1 km de afloramientos rocosos mapeados en el estudio de Benítez (Benítez & Vera, 2006), y en ciertos casos a distancias menores de posibles afloramientos no mapeados. En su mayoría, estos sondeos presentan capas superiores de suelos finos arcillosos de consistencia muy blanda, bajo las cuales se detectan súbitamente suelos muy competentes, por lo que sus características corresponden a perfiles F5 según la NEC 2015.

Cabe resaltar que a pesar de haberse identificado en estos perfiles tipo IV, suelos rígidos a profundidades menores a 15 m, ninguno de los sondeos analizados para este sector ha sido realizado en la zona D4a (donde los espesores de suelo son menores a 10 m según la Microzonificación), sino en distintos lugares de las zonas D4b y D4c, y en algunos casos relativamente cerca de otros sondeos con potentes estratos de suelo de más de 30 m. Se indican como ejemplos los CPT-1, 9, 11, 11-2, 13, con suelos rígidos a profundidades entre 7 y 15 m. En CPT-11, se identificó un material de compacidad muy densa a 7 m, y se corroboró el sondeo a 100 m (CPT11-2), para descartar una condición local.

La alta variabilidad en la profundidad de estratos competentes (ya sean estratos rígidos de suelos o contactos con la roca meteorizada), descrita entre los 4 tipos de perfiles mencionados, guarda estrecha concordancia con la presencia cercana de la Formación Cayo, alrededor de la cual se despliega esta llanura aluvial. Como parte de la base de datos, dentro de las subzonas D4b y D4c sur, se cuenta con 28 perforaciones en las que según el registro proporcionado, se ha detectado roca a profundidades entre 25 y 60 m, en un radio de 1 km (aprox. entre la Terminal Terrestre y el Puente Guayaquil-Samborondón), lo que sustenta la posibilidad de identificar suelos rígidos y contacto con roca meteorizada a profundidades muy variables en sitios relativamente cercanos.

Podría resultar plausible, por lo tanto, delimitar una subzona geotécnica D4a con espesores de hasta 20 m de suelo, en un radio cercano a los afloramientos rocosos previamente mapeados; mientras que en las zonas D4b y D4c, se podría indicar la presencia indiferenciada de estratos de suelos de mayor espesor.

Se destaca que en la zona norte D4c, a la altura del km 16 vía a Daule (sector Pascuales, al norte de las Formaciones Cayo y Piñón), se observan espesores de suelo rígido a menos de 15 m en una alta frecuencia de investigación. No se ha verificado la existencia de contacto con la roca, por la baja densidad de perforaciones disponibles en este sector; se cuenta mayormente con CPTs, en los que se ha detectado la existencia de suelos muy rígidos. Cerca del km 31 de la vía a Daule, sí se corroboró la presencia de roca a 25 m de profundidad en una perforación realizada, pero fue descartada de la base de datos porque no se cuenta con suficiente densidad de información en estos sectores. Algunos detalles adicionales de la zona D4c norte, serán abordados en el capítulo 4.5.

4.2.4.1. Perfiles tipo I

Considerando que en términos generales estos perfiles se componen en los primeros 20 m de intercalaciones de series arenosas y limosas, pero con presencia de suelos transicionales finos y suelos arcillosos a profundidades bastante variables, no resulta tan práctico describir las series estratigráficas en función de un comportamiento promedio variable con la profundidad, como se ha realizado en secciones anteriores. Por lo tanto, se describirán de manera menos sistemática las características generales de los estratos identificados.

Las propiedades geotécnicas descritas para este tipo de perfiles, corresponden a los CPTs 4, 5, 6 y 7 realizados para esta tesis, y a tres CPTs adicionales de proyectos ejecutados en el sector.

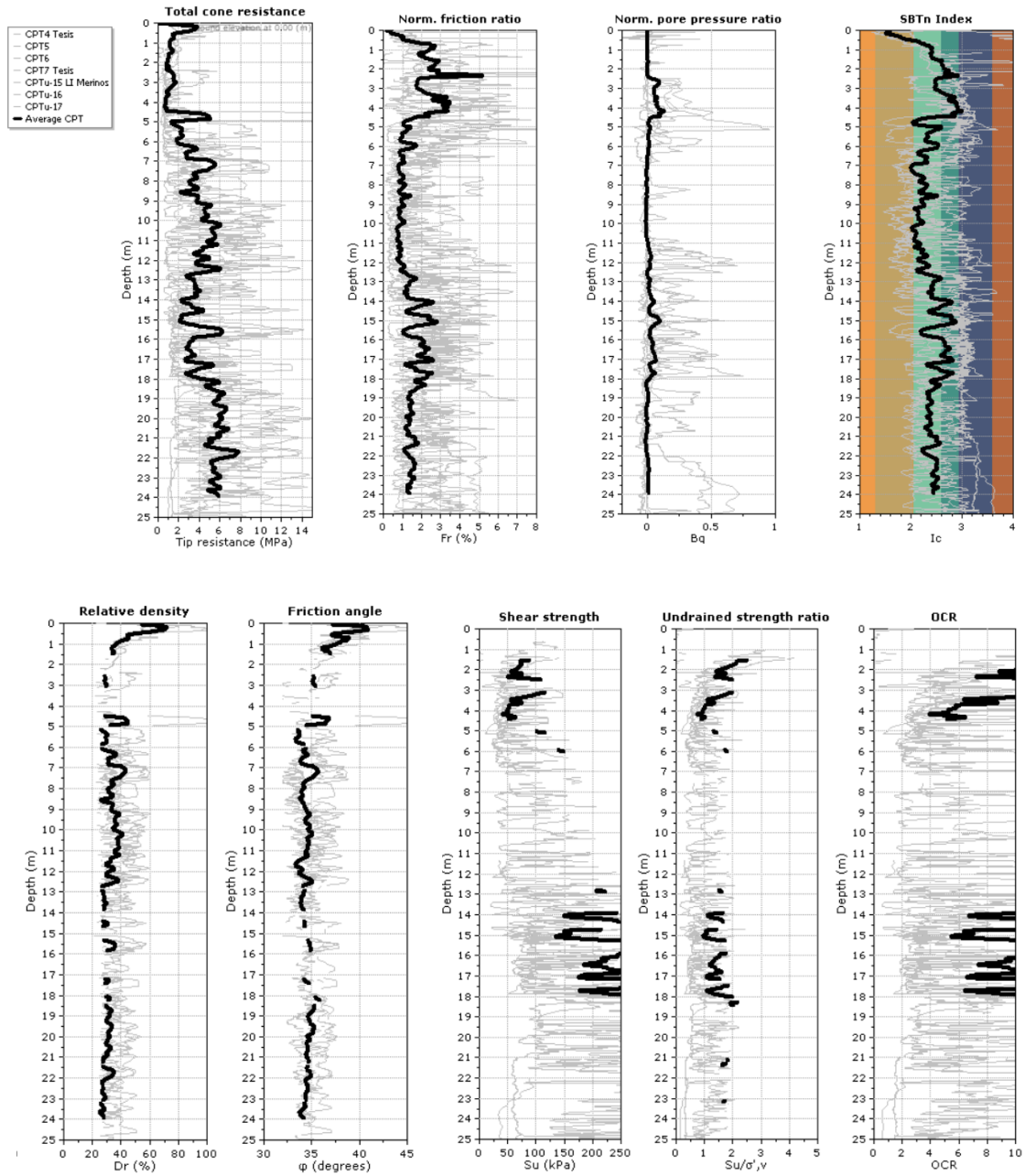


Figura 4.2.15. – Propiedades geotécnicas de perfiles tipo I Sector Norte Terminal-Pascuales

En la mayoría de los sondeos, como es común en sectores inundables, se ha identificado una capa de relleno granular de espesor variable entre 1 y 2 m de compacidad medianamente densa, bajo la cual yace un estrato de 1 a 3 metros de espesor de suelos arcillosos o mezclas limo-arcillosas de consistencia generalmente firme. En esta capa se han medido valores promedio de q_t entre 0.5 y 2 MPa, indistintamente de la profundidad, y valores de F_r entre 1.5 y 3.5%. Los valores promedio de s_u estimados a partir de estas mediciones en los CPTu considerados, se encuentran entre 40 y 100 kPa, y el OCR estimado es comúnmente mayor a 2 en la parte más compresible. Para la estimación de s_u previamente se ha estimado un N_{kt} variable entre 14 y 16 en las capas más cohesivas, y entre 11 y 14 en las series limosas. Por lo tanto, a partir de las mediciones de q_t y f_s , se han estimado valores de sensibilidad con un promedio entre 1.5 y 3.5.

Posteriormente, desde una profundidad variable entre 3 y 7 m para los sondeos analizados, se ha identificado un depósito de arenas limosas y limos arenosos, en una proporción espacialmente variable, y con un espesor muy variable entre 10 y 20 m generalmente; la compacidad estimada en estos suelos es variable entre suelta y medianamente densa, y en algunos sondeos se han detectado intercalaciones de suelos arcillosos en considerable proporción a profundidades variables, especialmente por debajo de los 15 m de profundidad.

Los valores medidos de q_t en esta capa arenosa presentan picos de alrededor de 10 MPa, y F_r de entre 0.5 y 2% en promedio. Se han estimado valores de D_r de entre 25 y 55 %, y un parámetro de estado ψ en promedio de alrededor de -0.05, lo que permite inferir que este material predominante en los perfiles tipo I de este sector, evidencia un comportamiento contractivo, y es altamente susceptible a licuación.

Siguiendo con la descripción de las series estratigráficas, a profundidades variables entre 15 y 25 m, en algunos sondeos se ha detectado un estrato de suelos finos arcillosos de consistencia variable entre firme y muy rígida, en espesores de entre 10 y 15 m. En estos sondeos, por lo tanto, en los estratos superficiales predomina el comportamiento drenado a parcialmente drenado (característica principal de este perfil tipo I), y en las capas más profundas predominan los suelos finos arcillosos.

En estos estratos de suelos finos arcillosos, se han medido en promedio valores de q_t de entre 1 y 3 MPa, y valores de F_r típicamente entre 2 y 5%. Se han estimado valores de s_u entre 60 y 140 kPa; mientras que la sensibilidad ha sido inferida entre 1 y 4. El umbral inferior estimado de OCR se encuentra entre 2 y 3.

Se han realizado ensayos de disipación de presión de poros en las capas de suelos finos dispuestas a profundidades variables, y en el procesamiento de las mismas no se ha visualizado una clara tendencia en la distribución de estimaciones de c_{vh} , pero en general los valores han permanecido acotados entre 50 y 500 m²/año en suelos arcillosos, y más de 500 m²/año en limos y suelos transicionales.

Dado que los estratos arcillosos están inmersos en una matriz de suelos transicionales y arenosos, las distancias máximas de drenaje, son relativamente bajas, comúnmente menores a 4 m en los primeros 20 m de suelos. Esto contribuye a que en estos sectores

analizados, en proyectos convencionales no se presenten problemas con los tiempos de asentamientos, que tienden a ser bajos incluso aunque las estimaciones puntuales de c_{vh} sean bajas, debido a la mínima longitud de drenaje recorrida durante un proceso de consolidación. En la figura 4.2.16 se muestra la distribución de mediciones de c_{vh} realizadas en los CPTs considerados.

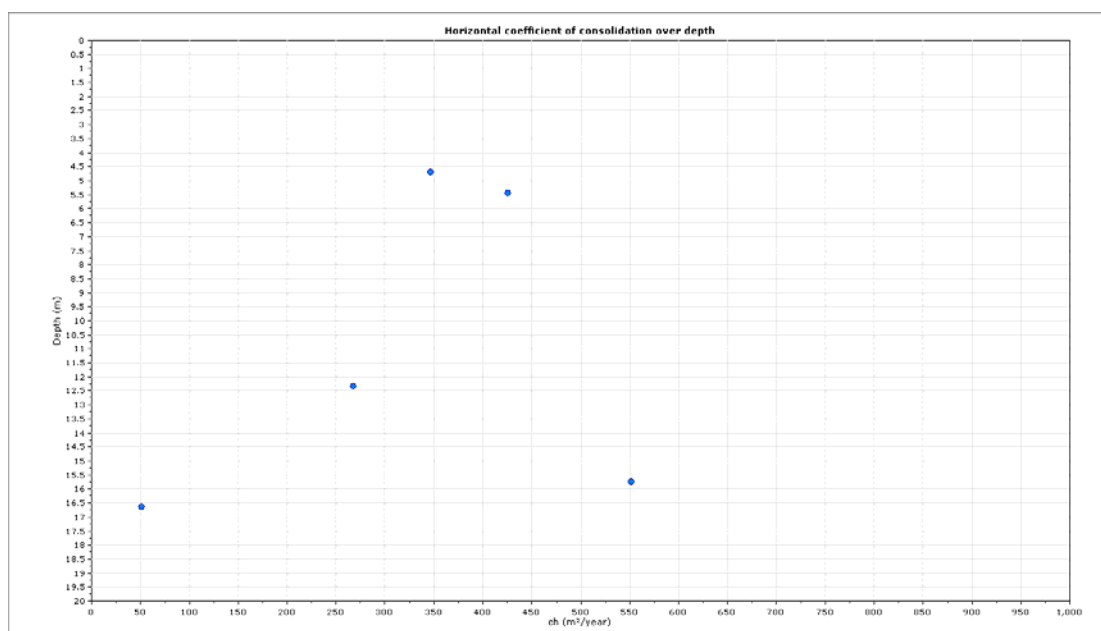


Figura 4.2.16. – Variación de mediciones C_{vh} realizadas capas cohesivas de perfiles tipo I

4.2.4.2. Perfiles tipo II

Los perfiles tipo II de este sector se caracterizan por tener una mayor presencia de suelos arcillosos. Dentro de esta matriz arcillosa, se identifican a profundidades variables, intercalaciones de mezclas limosas y limo-arenosas. Para presentar la información de esta sección, se han utilizado los CPT 3 y 12 realizados para esta tesis, así como 8 CPTs previamente realizados para varios proyectos.

Por debajo del usual material de relleno granular existente en un espesor de 1 a 2 m de espesor, se identifica un potente estrato de arcillas que presentan típicamente dos alternancias principales de lentes finos de arenas y limos arenosos, la primera a una profundidad variable entre 8 y 12 m de profundidad, en un espesor variable entre 2 y 4 m; y la segunda, desde una profundidad generalmente entre 21 y 26 m en un espesor variable entre 1 y 3 m.

El resto del perfil está constituido mayoritariamente por suelos arcillosos, aunque al analizar detalladamente la variación de I_p , se puede inferir que existen pequeñas

intercalaciones de suelos limosos en la constitución general de estos estratos, que podrían aportar con un comportamiento parcialmente drenado a profundidades variables.

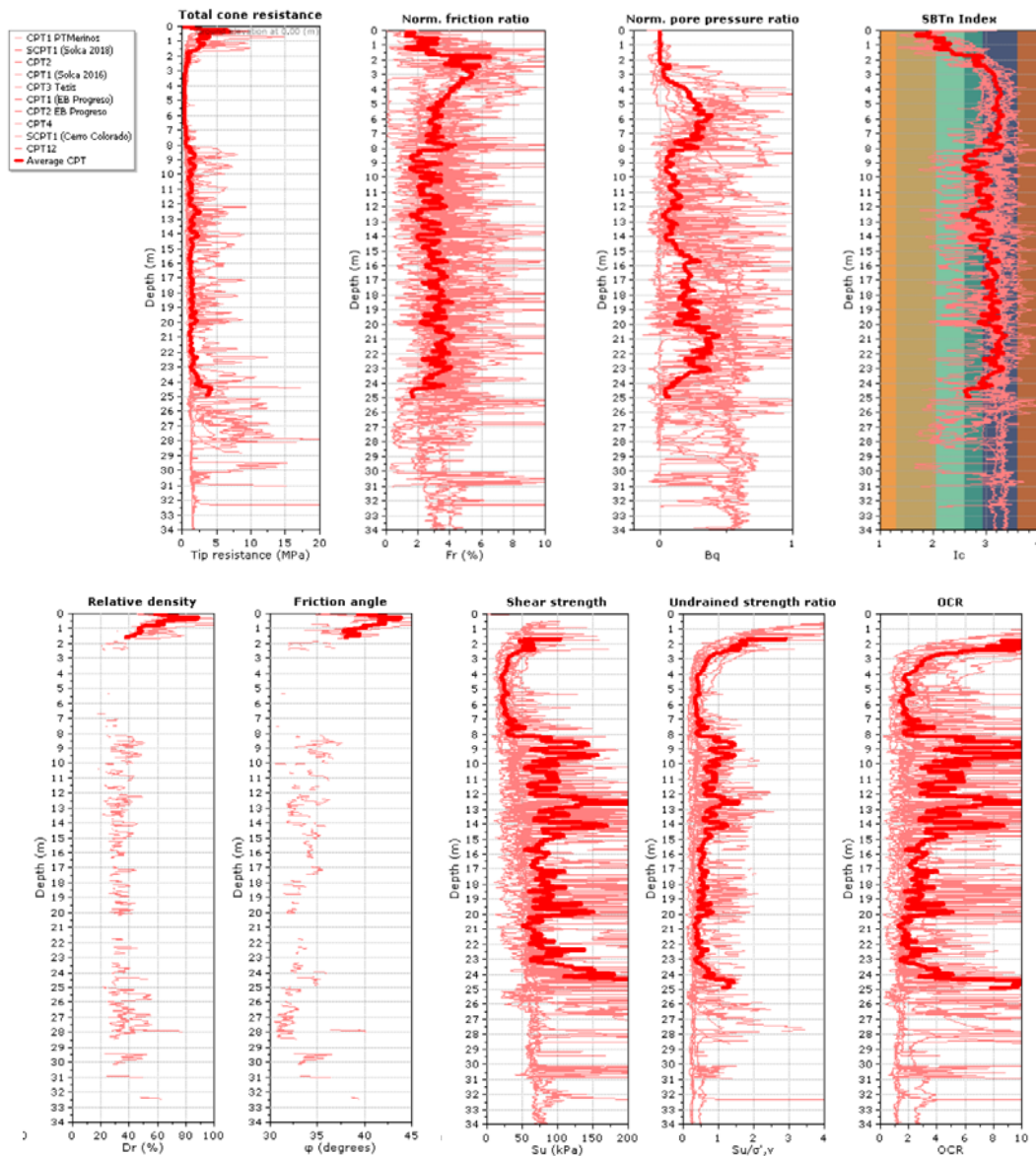


Figura 4.2.17. – Propiedades geotécnicas de perfiles tipo II Sector Norte Terminal-Pascuales

En el estrato arcilloso detectado debajo del relleno hasta una profundidad de aproximadamente 8 m, en promedio se han medido valores de q_t de entre 0.35 y 0.5 MPa, y F_r entre 2.5 y 6.5%. A partir de estas mediciones, se han estimado valores de s_u que se encuentran entre 20 y 35 kPa, y un umbral inferior de OCR de aproximadamente 1.5 para

mediciones promedio de los CPT considerados. Se estimaron además valores promedio de sensibilidad de las arcillas de entre 1 y 3, para N_{kt} entre 11 y 15.

Por debajo de este estrato, a continuación de las series limo-arenosas intercaladas, la consistencia de las capas arcillosas a partir de los 13-15 m de profundidad, es generalmente variable entre blanda y firme hasta los 20 m de profundidad, y se ha medido un umbral inferior de q_t en las capas más compresibles de entre 0.5 y 1.2 MPa, con F_r promedio de entre 1.5 y 4.5 %. Se estimaron valores de s_u entre 20 y 60 kPa en los diferentes sondeos, y valores promedio de OCR entre 1 y 3, en los suelos más compresibles.

Desde los 20 m de profundidad, la consistencia de las arcillas es variable entre firme y rígida, con valores medidos de q_t de entre 1 y 2 MPa, y F_r entre 2 y 6%. Los valores estimados de s_u varían entre 50 y 80 kPa, y se ha estimado un OCR comúnmente variable con la profundidad entre 2 y 1, destacando la presencia de estratos arcillosos normalmente consolidados con OCR de 1 a profundidades de más de 25 m. En la mayoría de los sondeos se han detectado intercalaciones de 1 a 3 m de suelos limo-arenosos a profundidades entre 21 y 26 m.

Finalmente, a profundidades muy variables entre 28 y 39 m, se ha identificado en algunos sondeos una capa arenosa de compacidad muy variable entre suelta y densa, con valores medidos de q_t generalmente entre 20 y 30 MPa, y F_r de alrededor del 1%. En estos estratos se ha estimado una D_r de entre 30 y 80%, pero en la mayoría de los sondeos estas propiedades no han sido corroboradas en estratos de más de 50 cm.

Aunque para la mayoría de proyectos convencionales, será suficiente realizar la investigación hasta estas profundidades, para ciertos requerimientos técnicos específicos, pudiera ser necesario corroborar el espesor de los estratos rígidos inferiores, para lo cual se recomienda complementar la investigación con perforaciones de mayor profundidad.

Al realizar ensayos de disipación tanto en los estratos arcillosos que dominan la masa de suelo como en las intercalaciones limosas existentes a 8 m aproximadamente, se aprecia claramente la existencia de un comportamiento no drenado entre 5 y 7 m de profundidad y entre 14 y 20 m, con valores de c_{vh} entre 40 y 180 $m^2/año$. Por lo tanto, a pesar de que el B_q y el I_c sugieren la presencia de pequeñas intercalaciones limosas que podrían afectar el comportamiento global de estos estratos arcillosos respecto a su capacidad de drenaje real ante la generación de exceso de presión en los poros, se ha estimado puntualmente con disipaciones que el comportamiento de estos suelos arcillosos es no drenado.

Por otro lado, en los estratos limosos se han medido valores de c_{vh} mayores a 500 $m^2/año$, evidenciando un comportamiento parcialmente drenado a drenado, especialmente a profundidades entre 8 y 13 m, como se observa en la figura 4.2.18.

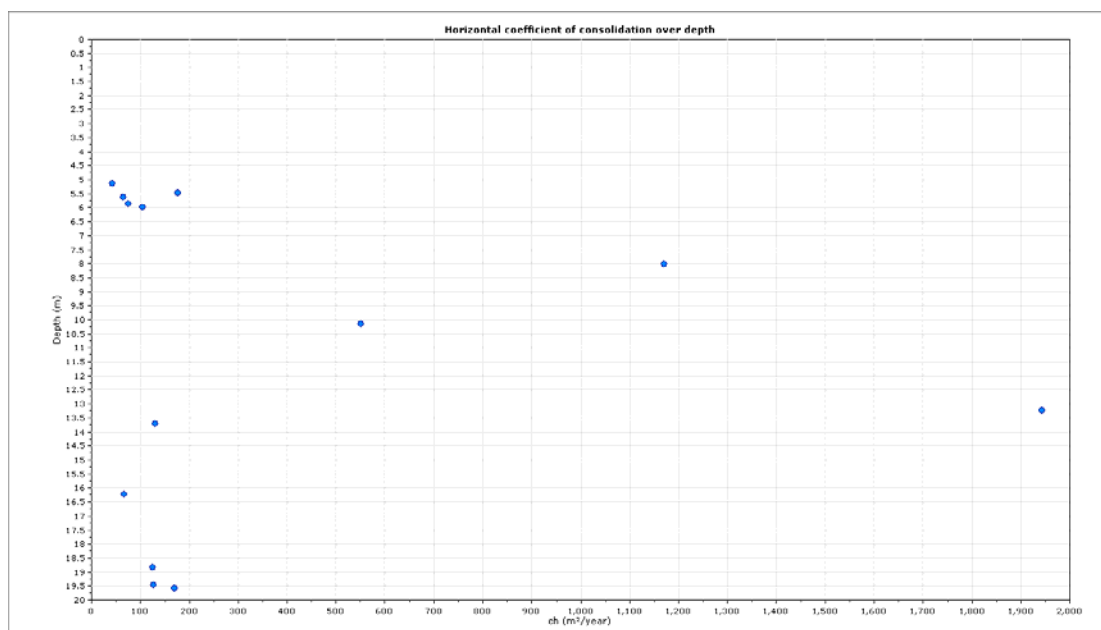


Figura 4.2.18. – Variación de mediciones C_{vh} realizadas en los perfiles tipo II

4.2.4.3. Perfiles tipo III

En el análisis presentado en esta sección, se ha empleado el CPT 2 realizado para esta tesis, y también 10 CPTs realizados con anterioridad. Al igual que en los perfiles tipo IV que ya fueron analizados someramente al inicio de esta sección, en general estos perfiles se encuentran a distancias de entre 0.5 y 1.5 km de los afloramientos rocosos previamente mapeados circundantes a la zona aluvial. Además, los sondeos están distribuidos a lo largo de 5 km del margen oeste de la ribera, y en todos los casos analizados, están ubicados a menos de 200 m del río.

Estos sondeos tienen en general un comportamiento similar a los perfiles tipo II en los primeros 20 m, puesto que existe una mayor presencia de arcillas y en menor medida intercalaciones de arenas y limos arenosos; sin embargo, en estos sondeos los estratos intercalados tienen generalmente una mayor predominancia de arenas que de limos.

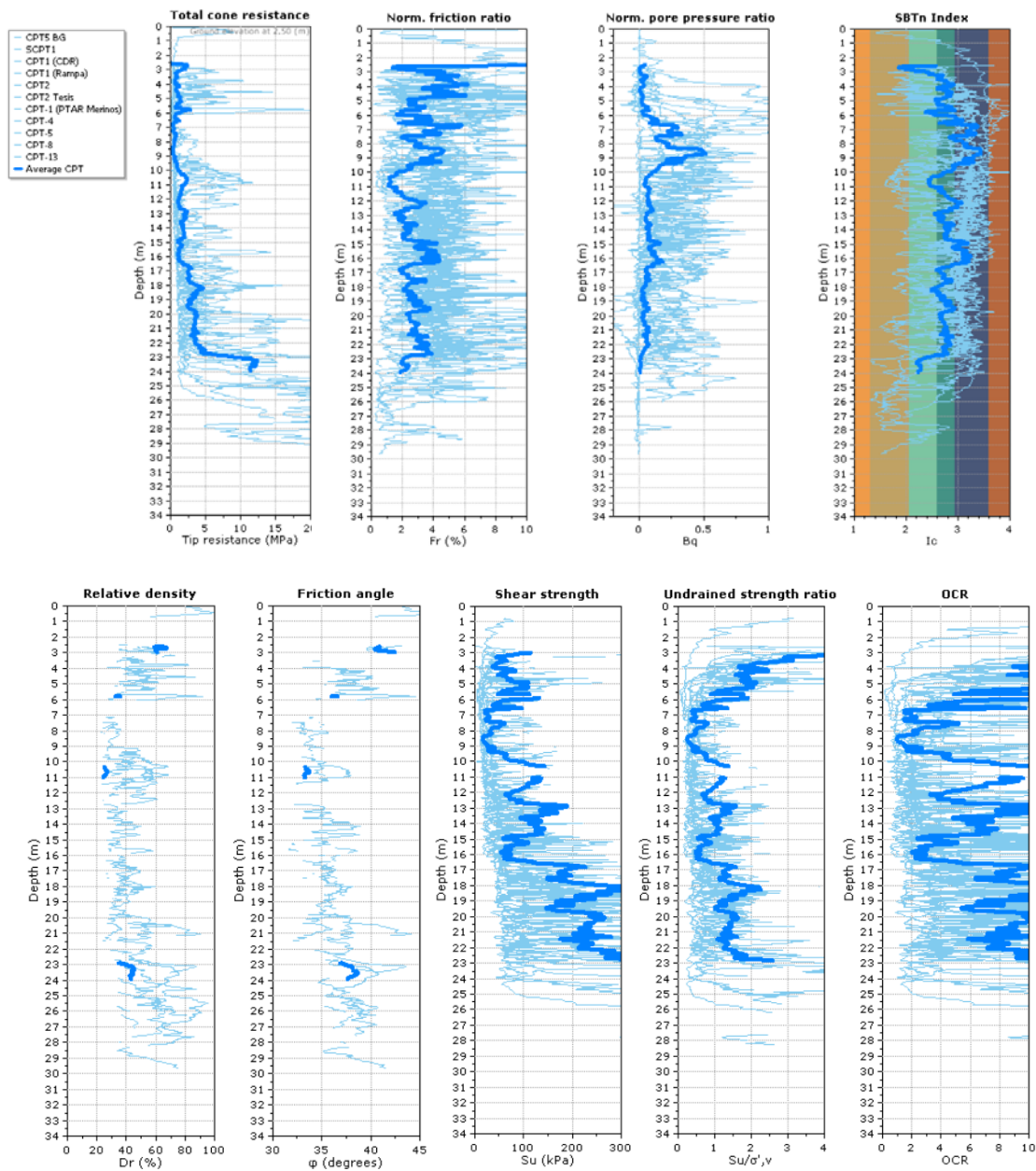


Figura 4.2.19. – Propiedades geotécnicas de perfiles tipo III Sector Norte Terminal-Pascuales

Por lo anteriormente indicado, en las gráficas de mediciones y propiedades geotécnicas promedio, se visualiza un perfil un poco menos arcilloso y más transicional que los perfiles tipo II, pero esto se debe realmente a que las intercalaciones arenosas pueden presentarse a profundidades variables, y al ser más arenosas que limosas, influyen en mayor medida en el promedio. No obstante, analizando solo los estratos de arcilla, se pueden visualizar

propiedades de resistencia similares al tipo II, y por lo tanto en este caso no se describirán las características de las series estratigráficas presentes en los primeros 20 m.

Se presentan en la figura 4.2.20 los resultados de los ensayos de disipación realizados a profundidades variables, y en general se puede observar una tendencia parcialmente drenada, a diferencia de los perfiles tipo II; por lo que en estos casos, las ligeras alternancias detectadas en I_c y B_q , son correspondientes al tipo de drenaje. Los valores medidos de c_{vh} son mayores a $125 \text{ m}^2/\text{año}$, y se observan mediciones de más de $500 \text{ m}^2/\text{año}$ a diferentes profundidades.

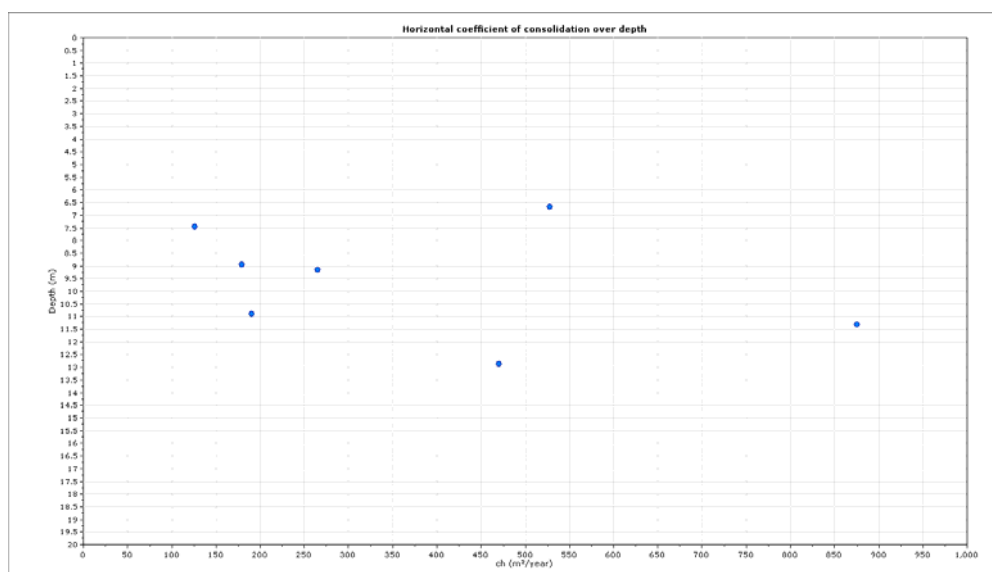


Figura 4.2.20. – Variación de mediciones C_{vh} realizadas en los perfiles tipo III

Ahora bien, la característica principal de estos sondeos, y que podría estar relacionada a su ubicación relativa respecto a los afloramientos rocosos, es que se han detectado suelos de compactación densa a profundidades de entre 20 y 23 m en un 65% de los casos analizados; y suelos de consistencia dura a iguales profundidades en el 35% de casos restantes. En estos estratos competentes, se han medido valores muy variables de q_t , debido a que algunos sondeos presentan suelos cohesivos de consistencia muy rígida y otros sondeos evidencian presencia de materiales granulares de compactación densa.

Los valores medidos de q_t en los estratos existentes antes del rechazo del ensayo CPTu, se encuentran entre 10 y 45 MPa, mientras que se registraron mediciones de f_s entre 500 y 1400. A partir de esto, se han calculado valores de F_r entre 5 y 7% para los suelos cohesivos, y menores al 1% para los materiales granulares. Los valores estimados de s_u son mayores a 250 kPa, y los OCR mayores a 7, cuando se han detectado suelos cohesivos; mientras que el D_r estimado generalmente se encuentra entre 60 y 90% para los suelos arenosos.

4.2.5. Comentarios adicionales y características generales de sectores no descritos

Luego de haber realizado una caracterización de las propiedades geotécnicas inferidas a partir de ensayos CPTu en algunos sectores ubicados al noreste, suroeste y sur de Guayaquil, se puede distinguir que el sector noreste ubicado en la zona aluvial tiene una presencia relevante de suelos arenosos y transicionales, aunque también se han detectado perfiles principalmente arcillosos; por otro lado, en los sectores deltaicos D3a analizados, predomina un comportamiento arcilloso, pero en algunos sitios existen perfiles con presencia preponderante de arenas (CPT 23, 24, 30, 31 y 32).

A lo largo de la llanura aluvial de Guayaquil y Samborondón, así como en la zona deltaico-estuarina, existen perfiles de suelo con presencia compartida de arcillas blandas y arenas sueltas, como se sugiere por la clasificación preliminar de suelos según la NEC, según la cual un 14.2 % de los sondeos de esta base de datos fueron clasificados como E-F1, debido a la posibilidad de que domine cualquiera de los dos comportamientos, y por ende se puedan presentar tanto problemas geotécnicos por magnitud y tiempo de asentamientos, como una alta susceptibilidad a licuación con una consecuente generación de deformaciones ante un evento sísmico. Se ha evidenciado este comportamiento mixto que pudiera requerir análisis adicionales a los convencionales desde el punto de vista geotécnico, por ejemplo, en la isla Mocolí, y en las Esclusas (sur-este de Guayaquil). Este último sector mencionado, se encuentra al sur de los límites urbanos de Guayaquil, caracterizados anteriormente en la Microzonificación.

Tanto estos perfiles con comportamiento mixto, como los perfiles predominantemente arenosos existentes tanto en la zona aluvial como en la zona deltaico estuarina, pueden evidenciar aspectos peculiares en la respuesta dinámica. En zonas de Guayaquil con una presencia predominante de arcillas, durante un evento telúrico se puede generar una amplificación de la respuesta dinámica debido a que el rango de comportamiento elástico de la masa arcillosa es mayor por efectos de plasticidad y en algunos casos posiblemente cementación.

Vera obtuvo a partir de ensayos de corte cíclicos de laboratorio el comportamiento de la curva de degradación del módulo de corte para dos sitios: uno consistente en un depósito de arcillas deltaico estuarinas con indicios de cementación por pirita con una ligera pre consolidación, ubicado al norte (BSF); y otro también deltaico estuarino modelado en estado normalmente consolidado, ubicado al sur de la ciudad (TI); como resultado reportó una mayor relación G/G_{max} y consecuentemente menor amortiguamiento (mayor rango elástico) en BSF, evaluando así el efecto de la cementación. (Vera, 2014).

En ambos sitios estimó a partir de ensayos geofísicos la v_s para evaluar el G_{max} y aunque las mediciones de laboratorio fueron obtenidas desde deformaciones de corte de 0.003%, al comparar la tendencia de la curva con el módulo a bajas deformaciones, y al normalizar las curvas de degradación del módulo de corte, se pueden inferir ligeras disminuciones hasta un 0.003-0.004% de deformaciones, mientras que en la literatura disponible para suelos arcillosos sin cementación, la degradación generalmente comienza en 0.001%

(Dobry & Vucetic, 1991). Por lo tanto, se evidenciaría un comportamiento esencialmente elástico, efecto que sería atribuido a la cementación por piritas framboidales identificadas en las arcillas deltaico-estuarinas de Guayaquil (Vera, 2014). En las secciones 4.4.1. y 4.7. se comenta brevemente el efecto de la cementación en la sensibilidad de las arcillas y su relación con la presencia de piritas en muestras arcillosas de Guayaquil.

Al producirse un mayor rango elástico, existe un menor amortiguamiento hasta ese nivel de deformaciones, lo que en resumidas cuentas puede generar una amplificación de la respuesta dinámica, mayores demandas espectrales y diseños estructurales sismo-resistentes más robustos y onerosos constructivamente, particular de esencial interés si se considera que en la zona D3 domina el comportamiento de una masa de suelo arcillosa.

Por lo tanto, resulta digno de mención la presencia de perfiles de suelo esencialmente arenosos en ciertos sectores de La Chala, Puerto Lisa, Parroquia Letamendi (p. ej. CPT24, 31, 32). Se realizarán posteriormente análisis simplificados de licuación para varios sectores, y se podrá corroborar la alta susceptibilidad a licuación en estos sitios de estudio. Si existieran arenas licuables en el depósito de suelo, durante un evento sísmico la respuesta dinámica del sitio diferiría de la respuesta en ausencia de esos estratos; por un lado se produciría una disipación de energía relevante, es decir, un alto amortiguamiento, que podría resultar en una disminución de las aceleraciones espectrales en superficie, pero por otro lado, la dilatación característica del comportamiento de las arenas licuables produciría picos de alta frecuencia en el registro de aceleraciones, los mismos que podrían ser de alta intensidad y controlar la respuesta. En cualquiera de los dos casos, los efectos y consecuencias relacionados con la presencia de los estratos licuables deben considerarse y pueden ser determinantes en ciertos aspectos del proyecto analizado: capacidad de carga, estabilidad de taludes, deformaciones por corte de cimentaciones superficiales, etc.

4.2.5.1. Breve análisis del sector Centro y Sur-este

El área correspondiente al casco comercial de Guayaquil, hacia el sur del Cerro Santa Ana y en una franja adyacente al Río Guayas con extensión variable entre 800 m y 2 km, hasta el límite urbano al sur de la ciudad, corresponde a la zona D1 de la Microzonificación realizada por Vera. Esta ha sido una de las zonas más ampliamente investigadas de Guayaquil, especialmente hacia el centro comercial, y luego de la zona D2, presenta la mayor densidad de exploración en la Microzonificación según los datos estimados a partir de la información disponible. Como parte de la caracterización de esta zona D1, Vera estimó y midió valores de sensibilidad que en promedio resultaron menores que en D3a, a partir de lo cual se infirió que existe un menor efecto en la cementación por piritas.

El centro de la ciudad, a la altura de la Av. Machala corresponde también a la zona D3; en la Microzonificación se describió un perfil estratigráfico de norte a sur a lo largo de la Av. Machala, indicando presencia predominante de arcillas, y se ha presentado este perfil como representativo del centro, entre D1 y D3.

Ahora bien, perforaciones mecánicas recabadas en el centro de Guayaquil, por ejemplo, en el cuadrante conformado por las calles 6 de Marzo, Chile, Urdaneta y 10 de Agosto, indican la presencia relevante de depósitos de arena desde los 10 m de profundidad, lo que podría sugerir con una debida densidad de exploración adicional, que la zona D1, al margen de que en ciertos sectores existe una presencia significativa de suelos arcillosos deltaico estuarinos, podría presentar características estratigráficas semejantes a los perfiles aluviales arcillosos (perfil tipo II, sección 4.2.4.2.) e incluso aluviales arenosos (perfil tipo I). En alguna investigación posterior, se podría reforzar la base de datos existente mediante la ejecución de sondeos CPTu en el cuadrante indicado; actualmente en dicho sector se cuenta con información procedente principalmente de perforaciones, y por lo tanto de una clasificación física del suelo (no necesariamente conductual).

Es destacable que, aunque en D1 existen también perfiles arenosos como en la zona aluvial, se ha observado en muchas perforaciones disponibles que estos estratos granulares casi siempre se encuentran por debajo de los 10 m, a diferencia de la zona aluvial donde se detectan arenas desde los 5 m aproximadamente, cuando el perfil es granular. Una mayor presencia de arenas también fue detectada en los sondeos realizados al sur en el sector de las Esclusas, por lo que estos sectores presentan en general una disposición estratigráfica más similar a la Zona D1 que a D2-D3, y así han sido clasificados preliminarmente.

Al evaluar la variación estratigrafía de la zona deltaico estuarina de este a oeste, se puede observar que D1 (ubicado al este) y algunos sectores de D3 tienen una mayor presencia de arenas que sitios ubicados al oeste (D3b, por ejemplo). Esto ya había sido mencionado por Vera (2014), pero ha sido corroborado con la base de datos actual, a partir de una mayor densidad de sondeos disponibles. Una excepción la constituye por ejemplo el CPT-32, ubicado al oeste, pero con predominancia de arenas.

Un detalle relevante encontrado durante la campaña de muestreo en la zona deltaico-estuarina fue que cerca de la ubicación del CPT29, en las inmediaciones de un brazo de estero no recuperable con acumulación de materia orgánica (sector La Chala, Barrio Lindo), se constató hasta una profundidad de 8 m la existencia de este tipo de material; este aspecto guarda concordancia con los resultados estadísticos de la base de datos, según la cual un 17% de los sondeos realizados en D3 corresponden a perfiles F2-F3, y enfatiza la necesidad de realizar sondeos exploratorios incluso en sitios en los que se disponga de información relativamente cercana, puesto que las condiciones geotécnicas en estos sectores pueden variar súbitamente en una distancia mínima.

Cabe destacar que, en otros 12 sectores de Guayaquil, Durán y Samborondón, además de los 3 descritos en este capítulo 4.2, se ha realizado una clasificación de los tipos de perfiles de suelo detectados, la misma que no ha sido abordada específicamente en este documento. Sin embargo, se incluyen algunos aspectos relevantes en las secciones 4.3 a 4.6, especialmente para los sectores de Vía a Daule por el km 16, Isla Mocolí, Durán, la zona estuarina D3b y la Puntilla. Además, se incluyen en el Anexo III algunos overlays de las mediciones y estimaciones de propiedades geotécnicas.

4.3. Análisis de mapa de iso-estratos rígidos

Una de las características evaluadas en cada sondeo de la base de datos, fue la determinación de un estrato considerado rígido. Se realizó una evaluación cualitativa y cuantitativa de parámetros de resistencia de los estratos de suelo para la determinación preliminar de un primer contraste de impedancia, y en ciertos casos en los que no era tan evidente la identificación del estrato buscado debido a su espesor, se realizaron análisis de hincabilidad como una herramienta auxiliar, para determinar si un pilote de 50 cm de lado obtendría una capacidad última de al menos 250 t en el estrato preliminarmente establecido. En el capítulo 3.3.1 se indicaron algunos detalles considerados en la definición.

La variación de estos estratos considerados rígidos ha sido obtenida mediante un proceso de interpolación global con ajuste local con diferencias finitas iterativas (topo to raster), que permite generar una curva suavizada y que en la mayoría de los casos contiene por definición los puntos de entrada, además de que permite considerar bordes y contornos. Se han presentado los resultados de la interpolación únicamente de manera referencial para una rápida identificación de profundidades en las que podrían existir estratos competentes a partir de los cuales se dificultaría la hincabilidad de un pilote, o podría existir una frontera de asentamientos y drenaje. Este mapa de iso-estratos rígidos mostrado en la figura 4.3.1, constituye por lo tanto, una herramienta auxiliar preliminar, que junto con un conocimiento previo del entorno geológico, podría ayudar en la identificación de espesores de suelos blandos o de compacidad media, conocimiento que podría permitir planificar más idóneamente una campaña de exploración geotécnica.

Los resultados de la interpolación son mostrados en la figura mediante una escala de colores, que va de verde oscuro a amarillo y rojo intenso, para estratos rígidos situados a profundidades entre 0 y 45 m, en la mayoría de los casos. En varias tonalidades de verde se han representado zonas con estratos rígidos ubicados hasta 20 m de profundidad aproximadamente; con tonalidades de rojo, zonas con profundidades mayores a 30 m; siendo las tonalidades amarillas valores intermedios, entre 20 y 30 m. Se ha incluido la ubicación de los 1289 sondeos de la base de datos, de los cuales 469 son CPTu (con colores azul y rojo).

Se ha realizado también la interpolación de los datos de entrada haciendo uso de un método geo-estadístico de interpolación por regresión en procesos Gaussianos, o Kriging. Este método predice un comportamiento basado en un modelo estadístico a partir de la generación de un semi-variograma, validando el modelo por autocorrelación de las variables; sin embargo, la superficie no necesariamente pasa por los puntos de entrada, y ofrece mejores resultados con una base de datos aún más extensa. En este trabajo se ha priorizado la generación de un output suavizado, que considere los contornos y que se ajuste localmente a los datos ingresados; este es el motivo por el que solo se muestran los resultados de la interpolación con esta metodología de manera referencial en la figura 4.3.2.

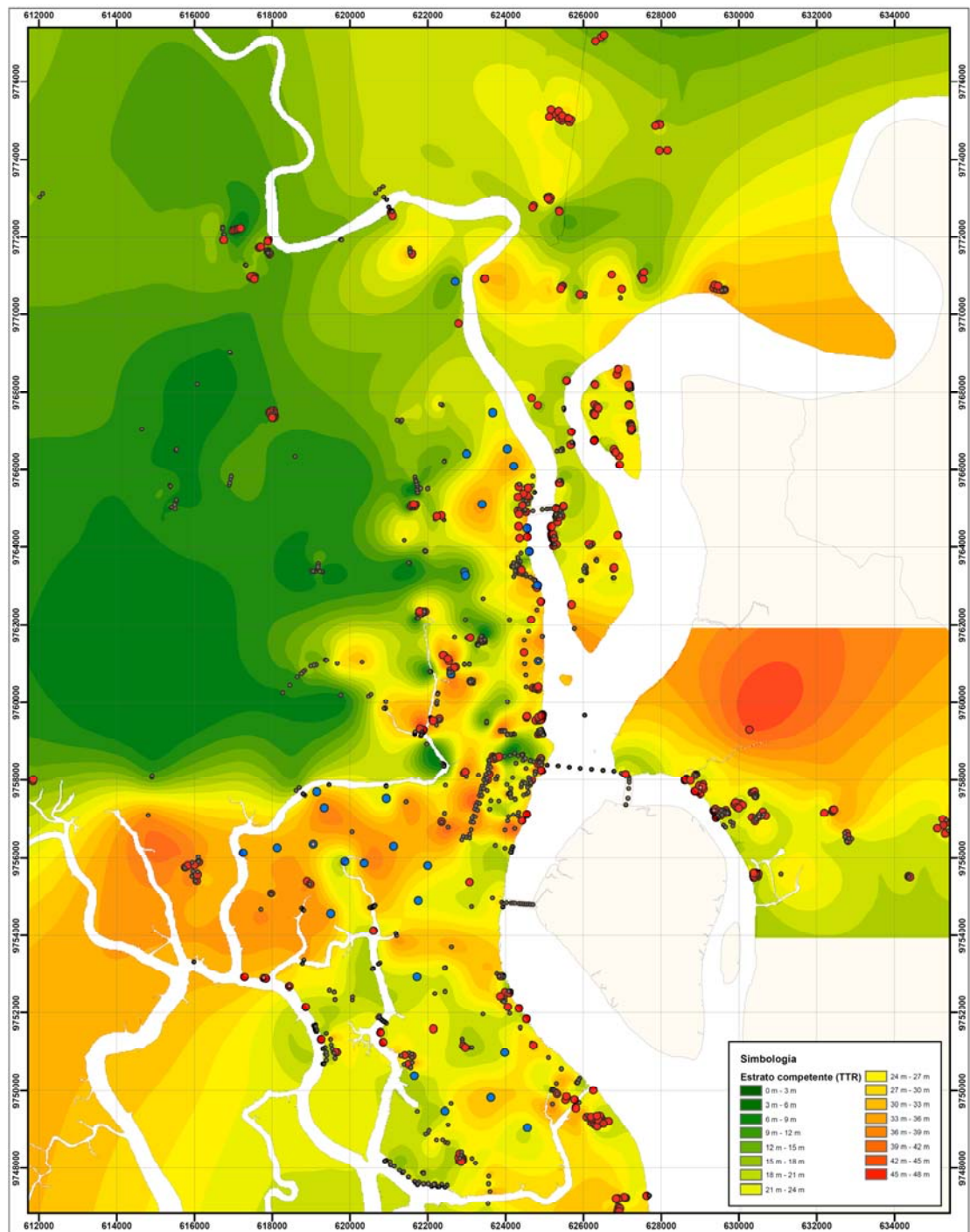


Figura 4.3.1. – Mapa de interpolación de estratos rígidos con técnica de diferencias finitas iterativas

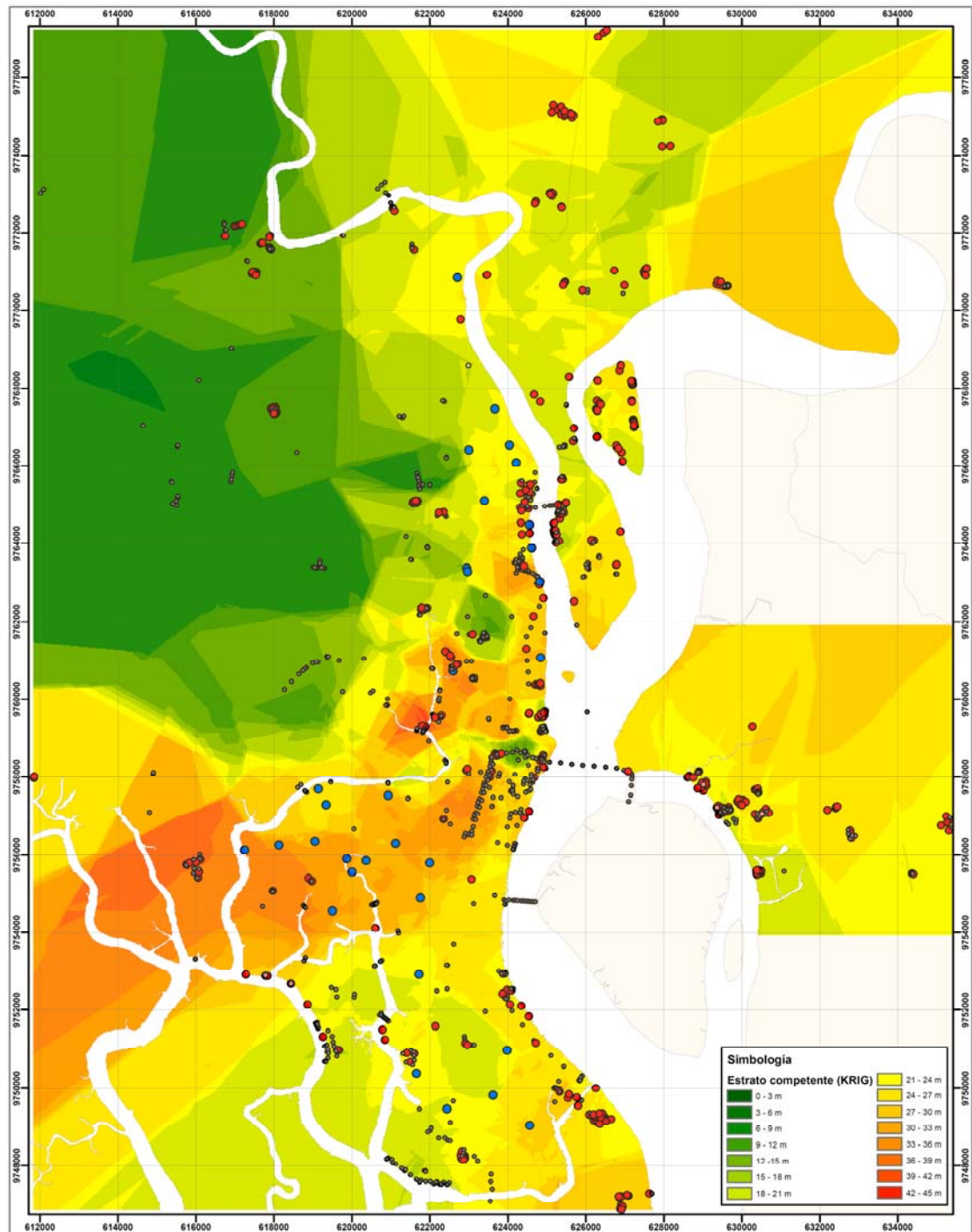


Figura 4.3.2. – Mapa de interpolación de estratos rígidos con técnica con método geostatístico de regresión

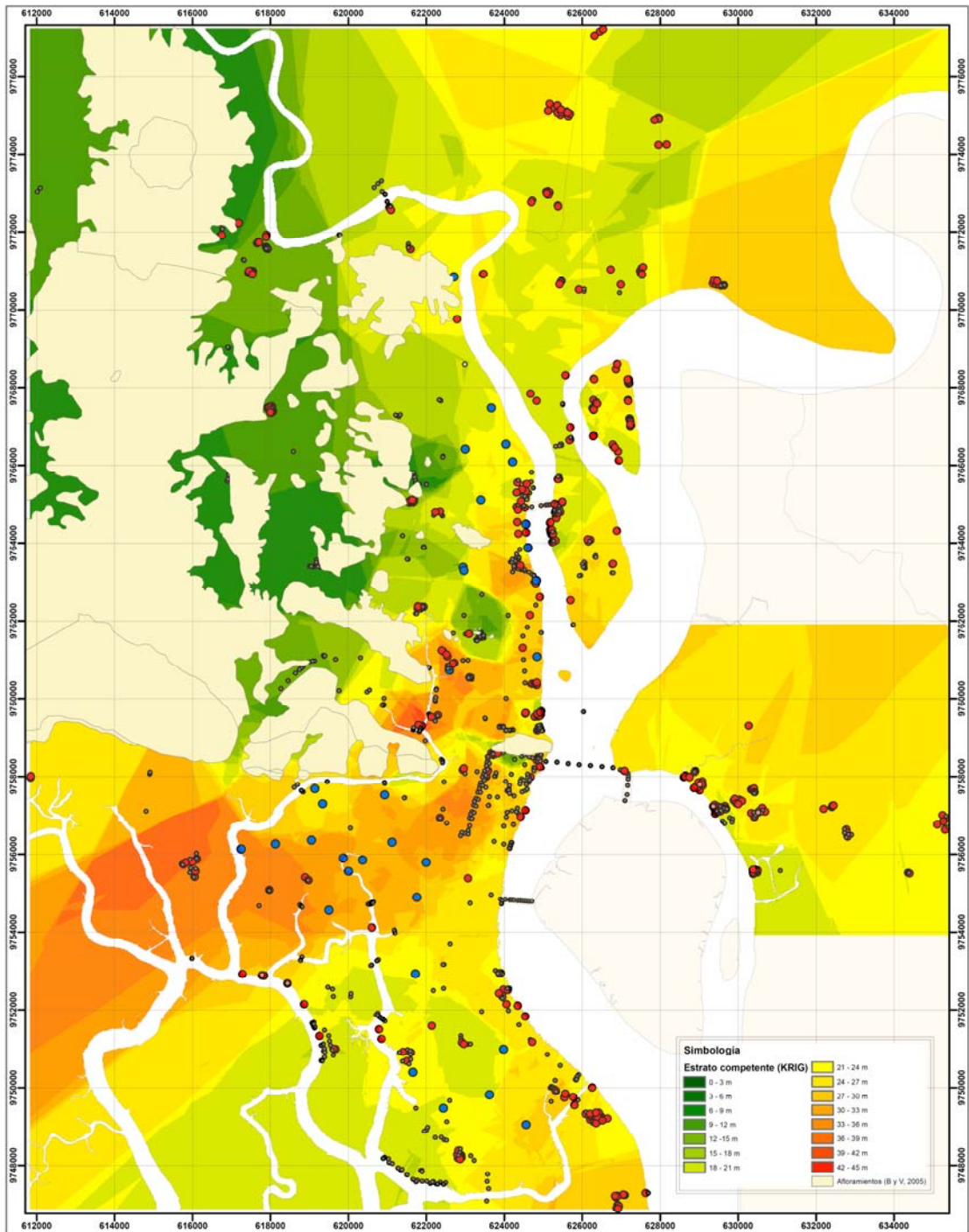


Figura 4.3.3. – Mapa de interpolación de estratos rígidos con técnica con método geoestadístico de regresión e implantación de afloramientos rocosos (Benítez y Vera, 2006)

Se pueden observar dos aspectos principales al contrastar los resultados de 'topo to raster' y 'kriging': 1) existen sectores en los que la superficie generada muestra cambios más abruptos con kriging, y 2) en ciertos sondeos la superficie modelada por kriging indica una profundidad de estrato rígido muy diferente a la ingresada, detalle relacionado posiblemente con una densidad de exploración no tan alta en ciertas áreas específicas, que provoca una capacidad de predicción limitada. Se puede observar un ejemplo de este particular cerca de los afloramientos rocosos de la Formación San Eduardo y Guayaquil ($x=615000$, $y=9758000$), donde según la interpolación con kriging, se podría interpretar erróneamente que los estratos rígidos se encontrarían a más de 25 m, en contraposición a lo indicado por los sondeos disponibles; se muestra una superposición de la superficie de salida con kriging y los afloramientos rocosos mapeados en Guayaquil, para observar el contraste. Por lo tanto, se ha considerado para las siguientes secciones, únicamente interpolación con 'topo to raster'. A continuación, se destacan algunas características observadas en el mapa de iso-estratos rígidos:

Se observa como tendencia general, que el sector sur-oeste de Guayaquil (Batallón del Suburbio: Barrio Santa Teresita, Fe y Alegría, Abel Gilbert), exhibe una mayor profundidad de estratos rígidos; al igual que algunos sectores de la Kennedy y Urdesa adyacentes al estero (Av. Otto Arosemena y Av. Francisco Boloña).

Destaca en el sur-oeste, que en zonas adyacentes al Estero Puerto Lisa (p. ej., Plaza de Cristo), se han detectado estratos de suelos competentes a profundidades menores de 20 m, y de espesores de al menos 1 m según el CPTu. No se han realizado perforaciones para corroborar el espesor de estos estratos, y podría tratarse de lentes de arena densa con presencia local, pero se lo menciona como un aspecto remarcable, debido a que en estos sectores generalmente se esperaría un espesor de suelos blandos mucho mayor al detectado. La presencia relativamente superficial de un estrato arenoso denso implicaría una menor distancia de drenaje, y propiciaría menores tiempos de asentamiento para cargas provenientes de relleno o estructuras.

Hacia el límite urbano sur de Guayaquil, se reduce considerablemente el espesor estimado de suelos blandos, y se ha podido observar en al menos 60 sondeos, la existencia de una capa de suelos granulares densos o suelos finos rígidos a menos de 20 m de profundidad. Parte de este sector corresponde a la zona geotécnica D2, donde se ha indicado previamente la presencia de menores espesores de suelos arcillosos (Vera, 2014), pero también comprende las zonas circunvecinas ubicadas hacia el noreste y noroeste de D2, dentro de las zonas geotécnicas D1 y D3, respectivamente, particular por el que se ha sugerido previamente que con una mayor densidad de sondeos profundos, se podría probablemente ampliar el área de la zona geotécnica con comportamiento D2.

Al existir menores espesores de suelo blando, no solo que el comportamiento en condiciones estáticas puede ser más favorable desde la perspectiva de magnitud y tiempo de asentamientos; sino que la respuesta dinámica de la masa de suelos que potencialmente tendría un menor período elástico, podría reducirse, con un desplazamiento de la meseta espectral de aceleraciones hacia períodos estructurales más bajos. Respecto a este

particular, también se puede indicar que los espectros de aceleraciones para perfiles E de la NEC, tienen una meseta que abarca un amplio rango de períodos estructurales, que no necesariamente se produce en un solo perfil con espesores relativamente bajos de suelos compresibles; por lo tanto, al realizar el análisis de respuesta de sitio para algún proyecto en estos sectores, se podrían optimizar las demandas espectrales y consecuentemente el diseño estructural sismo-resistente.

En la Isla Trinitaria, donde se cuenta con alrededor de 35 sondeos, en general se han detectado estratos de suelo competente correspondientes a arenas de compacidad densa a profundidades menores de 25 m, si bien es cierto que existen sectores en los que la compacidad de la arena es menor. Aun así, comúnmente se ha detectado un estrato drenante a las profundidades indicadas.

4.3.1. Análisis comparativo con información previa

En la tesis doctoral de Vera y en la posterior actualización de la Microzonificación de Guayaquil, se publicó un mapa de zonas geotécnicas, que representan sectores con un comportamiento geológico y geotécnico similar. El objetivo de estos estudios consistía principalmente en caracterizar a un nivel muy detallado la respuesta estática y dinámica de las arcillas de Guayaquil, y las zonas geotécnicas fueron definidas dentro de un contexto geológico ampliamente investigado en estudios previos, e incluso se evaluó la influencia aluvial y estuarina en función de la salinidad medida, se analizó la microestructura de las arcillas deltaico-estuarinas, la sensibilidad y un sinnúmero de propiedades ampliamente expuestas en dicho estudio.

Sin embargo, también se indicaron características de los espesores de depósitos de suelo en algunas zonas geotécnicas definidas como parte del mapa de microzonificación, y se apoyó esta información con estimaciones de períodos elásticos a partir de 445 mediciones de micro temores; por lo tanto, se han contrastado algunos aspectos relevantes con los mapas desarrollados como parte del presente estudio.

En la mayoría de los sectores, la información proporcionada por ambas bases de datos no es estrictamente comparable; por ejemplo, en el mapa de iso-estratos rígidos se delinear profundidades de suelos competentes por debajo de los cuales pueden existir depósitos de suelos blandos. Sin embargo, para las zonas geotécnicas D3b y D4, se pueden realizar algunas comparaciones de los estratos de suelo detectados en la actual base de datos y los estratos preliminarmente indicados en la Microzonificación.

Para realizar estas comparaciones, se ha generado un mapa de iso-contornos obtenidos del ráster de interpolación con la técnica de diferencias finitas, el mismo que es mostrado en la figura 4.3.4. Posteriormente se realizó una superposición del Mapa de Zonificación Geotécnica (Vera, 2014) con los iso-contornos definidos (figura 4.3.5).

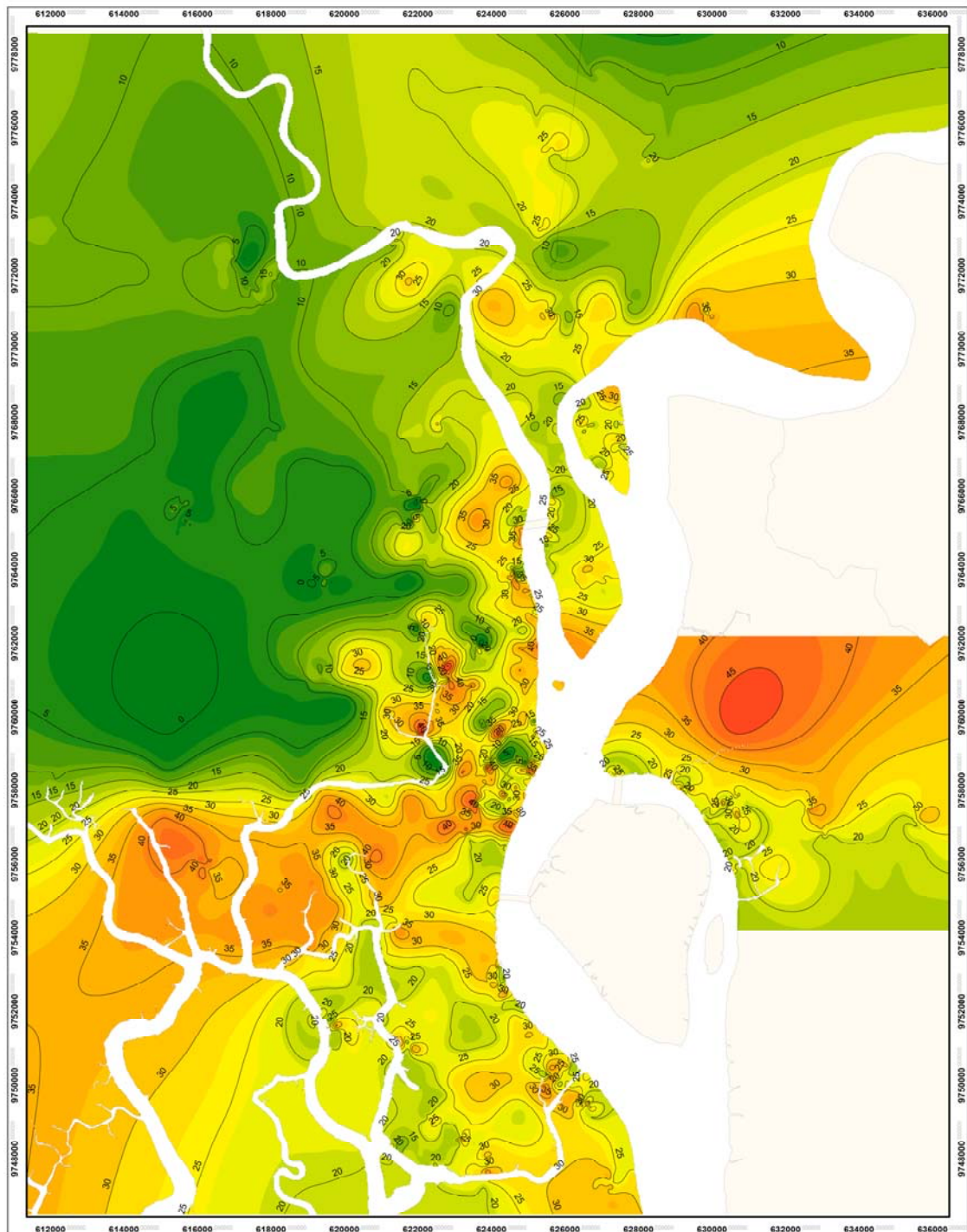


Figura 4.3.4. – Iso-contornos de estratos rígidos obtenidos a partir de la interpolación con la técnica de diferencias finitas

Para contrastar algunos resultados en zonas puntuales, se describen brevemente las características de espesores de suelo y la simbología de algunas zonas geotécnicas indicadas en el mapa de zonificación. La zona geotécnica D4a está representada con color amarillo claro (alrededor de $x=622000$, $y=9765000$), mientras que la zona D4b tiene color amarillo medio (aprox. $x=624000$, $y=9765000$). La zona geotécnica D4c está situada hacia el norte y hacia el sur de D4a y D4b, y ha sido representada con verde oliva. Finalmente, la zona D3a tiene representación café rojiza; y la D3b, color marrón. Ahora bien, en la zona D4a, se indica de manera general la presencia de espesores de suelo menores a 10 m; en la D4b, espesores de entre 10 y 20; y en la D4c, espesores mayores a 20 m. Por otro lado, para la zona D3b se estimaron T_e mayores a 1.6 s, y en la D3a menores a 1.6 s.

Se observa una buena correspondencia entre los iso-contornos obtenidos del ráster de interpolación de la base de datos actual y las estimaciones de T_e según la Microzonificación, para las zonas geotécnicas D3a y D3b. Períodos elásticos mayores a 1.6 s (estimados para la zona D3b) corresponderían como mínimo a espesores de suelo de 38 m (asumiendo un v_s promedio de al menos 95 m/s y la excitación del primer modo de vibración [$T_e=4H/v_s$]), valor plausible según la tendencia general observada con la base de datos actual, que cuenta con 30 sondeos en la zona D3b y 261 sondeos en la D3a.

Algunas diferencias a nivel local se han podido observar en la zona D4. En la zona D4a la variación de estratos rígidos estimada en la base de datos de este trabajo, se encuentra entre 0 y 20 m, mientras que en la zona D4b se observan variaciones entre 5 y 35 m. Este particular difiere un poco de lo indicado en la Microzonificación, donde se define la zona D4a con espesores de suelo menores a 10 m y la zona D4b con espesores de hasta 20 m. Sin embargo, como tendencia general, los espesores de estos depósitos de suelo aluvial se incrementan hacia el este desde la Formación Cayo hasta el Río Daule, en las latitudes de las zonas D4a y b, como bien se indica en la Microzonificación.

Resulta razonable encontrar cierto rango de divergencia entre ambas bases de datos debido a que el trabajo de Vera no está orientado a delimitar detalladamente la configuración estratigráfica de Guayaquil, sino a caracterizar exhaustivamente a nivel estático y dinámico los depósitos de arcillas de la ciudad. En el estudio actual se ha podido recabar una mayor densidad de exploración en los sectores aluviales, lo que contribuye a enriquecer la base de datos disponible de Guayaquil.

Otro detalle relevante lo constituye la disposición de estratos de suelo en la zona D4c. Dentro de esta zona geotécnica se han podido identificar hacia el lado norte (km 15-16 vía a Daule) y hacia el sur (cerca del Cerro Santa Ana) espesores de suelo de consistencia muy rígida o compacidad muy densa a profundidades menores a 15 m, como se indicó en la sección 4.2. Sin embargo, como no se ha verificado el espesor de estos estratos ni la presencia de roca, se requeriría de una mayor investigación en aras de ser concluyentes respecto a sectores específicos en los que el espesor de suelo sea menor a 20 m en esta zona D4c.

Ahora bien, siendo que la presencia anteriormente indicada de estratos competentes está muy ligada a la existencia cercana de afloramientos rocosos, ya sea de la Formación Piñón o de la Formación Cayo, en algunos casos se podría delinear la subzona D4a indicando espesores de hasta 15 o 20 m de suelo, en sectores relativamente cercanos a varios afloramientos rocosos previamente mapeados; mientras que las zonas D4b y D4c podrían ser descritas como sectores con estratos de suelo generalmente entre 25 y 50 m, sin un patrón de distribución determinado.

Hacia el oeste de Guayaquil, algunos sectores de la vía a la Costa son clasificados geotécnicamente como zona deltaico estuarina D3a en el mapa de zonificación, zona geotécnica para la que no se indica explícitamente un espesor mínimo de suelo. En algunos sondeos disponibles en este sector, se han detectado estratos de consistencia muy rígida incluso a menos de 200 m de brazos de estero, desde profundidades de aproximadamente 15 m, característica que podría resultar peculiar para esta zona estuarina al comparar con perfiles geotécnicos del Suburbio y de Puerto Azul, pero que resulta razonable por la presencia cercana de formaciones rocosas. La tendencia en la variación de estratos rígidos en esta zona también ha sido capturada y reproducida en el mapa de iso-contornos.

En el sector adyacente a los esteros de Urdesa y en algunos sitios de Kennedy Norte, en el mapa de zonificación se han delimitado algunas áreas como zonas geotécnicas D3b, que presentan como característica un T_e mayor a 1.6 s (mayores espesores de suelo). Con la actual base de datos se ha podido comprobar no solo en los sectores delineados sino en zonas adyacentes a estos sectores, que existen depósitos de suelos cohesivos de consistencia firme incluso a profundidades mayores a 60 m, aunque en algunos casos se ha estimado un T_e menor a 1.6 s probablemente debido a la presencia de primeros contrastes de impedancia de poco espesor. Posiblemente la zona D3b norte abarque una extensión mayor a la actualmente documentada, en varios sectores adyacentes a los esteros de Urdesa y Kennedy.

4.3.2. Limitaciones de los mapas presentados

Una limitación destacable respecto a la información de estratos rígidos ingresados a la base de datos, y consecuentemente los mapas presentados, es que existen sectores en los que el espesor de arcillas compresibles es mayor a 40 m, y con el CPT no se pudo corroborar la presencia de un estrato competente de arenas; en estos casos se ha asumido generalmente una profundidad referencial según perforaciones cercanas. Ahora bien, cuando no se han detectado estratos arenosos competentes incluso a más de 45 m, se ha indicado una profundidad aproximada en la que un pilote de 50 cm de lado obtendría una capacidad última de 250 t, generalmente en estratos arcillosos con cierto nivel de pre consolidación y que podrían corresponder a un primer contraste de impedancia.

En la mayoría de los casos, aun habiéndose detectado un estrato competente, los iso-estratos rígidos indicados no representan fronteras de materiales asimilables a rocas, sino únicamente un primer contraste de impedancia, debajo del cual podrían existir potentes

estratos de suelo, como se ha podido validar con las perforaciones disponibles, que se indican a continuación.

En la zona deltaico estuarina D3a, entre las Parroquias Urdaneta y Sucre, para el estudio de Microzonificación se realizó una perforación de 145 m en Unamuno (P1), en la que se reportaron alternancias de gravas, arenas de compacidad muy densa, y suelos arcillosos de consistencia dura desde los 40 m de profundidad, sin identificar el basamento rocoso. En igual zona geotécnica, pero hacia el norte por el sector de la Vieja Kennedy (sondeo P2-B, estudio de Microzonificación), aunque existen suelos arenosos muy densos y arcillas muy rígidas desde los 30 m de profundidad, se detectaron series de gravas, arenas muy densas y arcillas duras hasta los 92 m de exploración realizados.

A 500 m del sondeo P2-B, por el sector estuarino anteriormente mencionado de Urdesa, específicamente en la Av. Circunvalación Sur, se han detectado limos de consistencia firme en estado normalmente consolidado a profundidades de incluso 65 m, estratos bajo los cuales subyacen arenas de compacidad densa a profundidades variables entre 65 y 75 m, que ha sido la máxima profundidad de exploración reportada en el sector. Más de 1 km al norte, en el sector de la Nueva Kennedy, se han detectado arcillas de alta compresibilidad incluso a 53 m, por debajo de capas de arena de compacidad densa.

Se menciona a continuación otros sectores en los que existen suelos de compacidad y consistencia variable debajo de los estratos considerados competentes: a 60 m en el sector del Malecón se han detectado arenas de compacidad media y arcillas arenosas; a 50 m en el sur-este de Guayaquil (Pradera), se han detectado arenas de compacidad muy densa; a profundidades entre 40 y 45 m se han detectado arcillas de consistencia firme y limos de consistencia rígida en Fertisa.

Por lo tanto, se debe enfatizar que aunque la definición de un estrato rígido o competente pudiera ser relevante para algunos análisis estáticos de asentamientos y capacidad, la profundidad general del depósito y la rigidez del mismo hasta el siguiente contraste de impedancia podría incidir significativamente en la respuesta dinámica, mucho más en los sitios en los que debajo de un primer contraste existen grandes espesores de suelos de consistencia blanda o firme.

Por otro lado, en zonas aluviales se han identificado estratos asimilables a rocas más cerca de la superficie, a profundidades entre 25 y 60 m por el sector de la Terminal Terrestre y el Puente Guayaquil-Samborondón, e incluso a profundidades menores por el Puente Guayaquil-Daule; sin embargo, existen sitios en los que a profundidades de 70 m no se ha detectado el basamento rocoso (sector al norte de Puerto Santa Ana). En Durán, a la altura del km 2.5 de la vía E-40, se identificaron arcillas de consistencia firme y en estado normalmente consolidado a más de 40 m de profundidad, y suelos arcillosos de consistencia muy rígida a igual profundidad por la vía Durán-Tambo, debajo de estratos arenosos muy competentes. Existen otros sectores con características peculiares, que pueden ser analizados puntualmente al revisar la información disponible para cada sondeo de esta base de datos.

En otros sitios la densidad de información es escasa; por ejemplo: sur de la Puntilla, km 7 vía Puntilla-Samborondón, km 6 de la Autop. Terminal Pascuales, Aeropuerto, zona D1 por Urb. La Saiba y Barrio Centenario, además de los bordes del mapa, que son generalmente zonas en proceso de urbanización. Además, en otras zonas la densidad de información es relevante pero menor a la requerida para delinear idóneamente los abruptos contrastes orográficos; por ejemplo, en el sector de Lomas de Urdesa y Miraflores. Por lo tanto, como observación general se puede indicar que la información mostrada resulta mucho más representativa en sectores con mayor cantidad de información. En la sección 4.5 se abordarán algunas otras limitaciones de los mapas presentados.

4.3.2.1. Análisis de hincabilidad

Se debe enfatizar que la metodología adoptada para establecer los estratos considerados rígidos o un primer contraste de impedancia es esencialmente cualitativa, aunque se han definido algunos criterios cuantitativos basados en el espesor de suelos arenosos o estratos con Q_{in} mayor a 100, o N_{SPT} mayor a 45.

Con el fin de contextualizar cuantitativamente este mapeo realizado, se presentan en el Anexo V un total de 151 análisis de hincabilidad para elementos prefabricados de hormigón de sección cuadrada de 50 cm, longitud generalmente definida por la profundidad del sondeo o por la profundidad indicada para el estrato rígido, según lo indicado en la sección 3.3.1.

Revisando los anexos, se puede concluir que en general en los mapas, se ha asumido como profundidad del estrato rígido, niveles en los que los elementos prefabricados aportan una capacidad de entre 200 y 300 toneladas, aun cuando por debajo del desplante existan depósitos de suelos blandos, y el comportamiento del estado límite de servicio deba ser exhaustivamente analizado como un tema adicional. Por lo tanto, las profundidades indicadas en los mapas resultan preliminarmente válidas para los puntos de control, en el marco de los objetivos de este estudio.

4.4. Análisis comparativo entre mediciones y estimaciones in situ de parámetros geotécnicos

Uno de los más grandes desafíos a la hora de realizar un trabajo de investigación geotécnica y los posteriores análisis, lo constituye la idónea representación de los modos de respuesta del suelo ante sollicitaciones de corte, cambios volumétricos, circulación de fluidos, conductividad térmica, entre otros. Las características del suelo para los diferentes modos de respuesta se intentan abstraer mediante parámetros geotécnicos dependientes del estado tenso-deformacional de la masa de suelo; por ejemplo: condiciones iniciales in situ, condiciones finales del proyecto, etc.

Ante sollicitaciones de esfuerzos cortantes, el suelo generalmente puede exhibir un comportamiento dilatante o un comportamiento contractivo; mientras que ante circulación de fluidos, el suelos puede evidenciar una respuesta drenada, una respuesta no drenada o parcialmente drenada.

Mediante las mediciones in situ realizadas con ensayos CPTu, es posible determinar hasta 3 lecturas independientes (q_t , f_s , u_2) que permiten evaluar como mínimo los modos de respuesta del suelo ante sollicitaciones de corte y flujo para el estado tenso-deformacional existente durante la ejecución del ensayo; para esto, se estiman propiedades geotécnicas que posteriormente serán ingresadas en algún modelo predictivo, ya sea de capacidad de carga, estabilidad, etc.

El CPTu además permite medir el t_{50} para una evaluación directa de la respuesta del suelo ante la presencia de agua en las condiciones de campo; y la v_s para estimar con mayor precisión la rigidez del geo-material a través del módulo de corte (G). Contando con estas dos mediciones adicionales, se tiene en total 5 valores independientes obtenidos directamente del suelo, sin necesidad de muestreo (Mayne, 2006).

Un complemento propicio en la investigación in situ de suelos cohesivos blandos lo constituye la medición de veletas de campo, ensayo mediante el cual se puede medir la resistencia al corte no drenada pico y alterada de suelos finos arcillosos y limosos. Al realizar este ensayo, se está midiendo en el sitio la respuesta del suelo ante una sollicitación de corte.

Existen varias ventajas al sustentar una campaña de exploración geotécnica fundamentalmente con ensayos in situ, para proyectos de riesgo bajo a medio, entre las que se puede destacar: mayor rapidez y economía; y una mejor evaluación de los modos de respuesta del suelo, si se compara con los ensayos de laboratorio que finalmente se realizarían en proyectos convencionales con muestreo.

Respecto a este último particular, Mayne evaluó en 1985 las diferencias entre los resultados obtenidos en ensayos triaxiales consolidados isotrópicamente (CIU, procedimiento más empleado en la práctica), y ensayos consolidados anisotrópicamente (CK₀U) que representan más idóneamente el estado real de esfuerzos del suelo; como resultado se encontraron diferencias significativas en la evaluación de la resistencia al corte no drenada. A esta limitación se le puede añadir la dificultad de obtener un muestreo idóneo con baja

alterabilidad, y la evidente limitante derivada de la modificación del estado de esfuerzos del suelo al llevar la muestra al laboratorio (Holtz y Kovacs, 1981).

Por los motivos anteriormente expuestos, los ensayos *in situ* constituyen una herramienta útil en la investigación geotécnica de proyectos convencionales, especialmente cuando se conocen extensamente las características geológicas del sector. Sin embargo, una limitante de ensayos *in situ* como el CPTu si es que se lo compara con una extensa y minuciosa campaña de investigación basada en perforaciones y ensayos de laboratorio, es que la mayoría de las propiedades geotécnicas son estimadas, y en proyectos de mayor riesgo o sitios con muy poca investigación geotécnica y conocimiento geológico previos, se requiere que sean complementados con investigación adicional.

Por lo tanto, dado que en la base de datos recabada se cuenta con ensayos *in situ* de tipo downhole para medición de v_s y ensayos de veletas de campo para medición de s_u , y considerando las ventajas anteriormente expuestas de los ensayos *in situ* sobre los ensayos de laboratorio, en esta sección se van a comparar las mediciones realizadas en estos ensayos con las estimaciones obtenidas del CPTu, con el fin de calibrar o evaluar la idoneidad de las estimaciones planteadas por Robertson específicamente en los sectores de estudio.

En el análisis del s_u , la comparación VST-CPT será realizada a partir del factor N_{kt} (véase capítulo 2); y complementariamente estas mediciones de veleta también han sido contrastadas con los valores medidos de s_u a partir de muestras inalteradas obtenidas en los sitios de análisis. En el análisis de v_s , se han comparado las mediciones downhole con las estimaciones de Robertson en 23 sitios medidos y disponibles en la base de datos, que abarcan la mayoría de zonas geotécnicas y sectores de estudio.

4.4.1. Comparación entre mediciones y estimaciones de s_u *in situ* y ensayos de laboratorio

El ensayo de veleta de campo puede evidenciar ciertas limitaciones relativas al procedimiento y a la interpretación del mecanismo de falla, las mismas que han sido documentadas desde los años 60 por Flaate (1966), Bjerrum (1972), Arman (1975), Ladd (1977), Donald (1977), Roy & Leblanc (1988), entre otros autores. En la interpretación del mecanismo de falla y resultados de un ensayo con veleta de campo se asumen algunos escenarios, entre los que se cita: el suelo que falla durante la aplicación del torque, tiene una forma cilíndrica correspondiente a la disposición de las cuchillas de la veleta; se moviliza una resistencia al corte relativamente uniforme en el plano vertical del cilindro; y además, se considera que la anisotropía del suelo ensayado es cercana a 1. Aunque estas suposiciones tienen algunas limitantes (véase p.ej., Arman, 1975 en referencia a la falla del cilindro de suelo), en términos generales el ensayo de veleta de campo provee valores plausibles de la resistencia al corte no drenada en suelos finos de consistencia blanda.

Bjerrum (1972) determinó mediante retro cálculos los valores de campo de s_u en función del IP para taludes fallados, y obtuvo un 70-90% en promedio respecto a los valores

reportados con veletas, a partir de lo cual propuso un factor de corrección μ , cuya aplicabilidad en general puede extenderse a otros tipos de análisis.

En esta sección, por lo tanto, se ha analizado en primera instancia la variación del factor N_{kt} medido con el VST directamente (es decir, $q_t - \sigma_{v0} / N_{kt} = s_u \text{ VST}$), y posteriormente de manera referencial se ha aplicado la corrección propuesta por Bjerrum en función del IP obtenido en los sitios de estudio, para obtener un N_{kt} corregido.

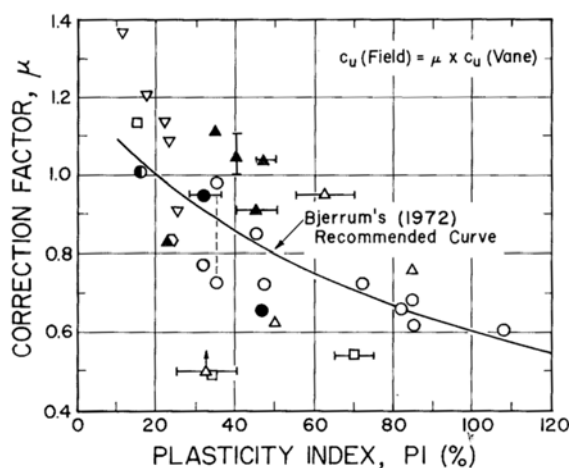


Figura 4.4.1. – Factor de corrección μ para s_u de veletas en función del IP (Fuente: Ladd, 1975)

En el sitio ARCG-CPT1, se ha medido en promedio un $N_{kt \text{ VST}}$ de 9; por otro lado, para el rango de IP obtenido en este sitio (entre 40 y 60%), el factor de corrección correspondiente según Bjerrum es aproximadamente 0.8. Por lo tanto, incluso aplicando la corrección de Bjerrum para el s_u medido con la veleta, el N_{kt} estimado sería aproximadamente 11 (afectando el $N_{kt \text{ VST}}$ medido de 9 por el factor de 0.8, para propósitos prácticos). Siguiendo un similar procedimiento, en el sitio CLD-CPT5 se estimó un N_{kt} de 14, aplicando al $N_{kt \text{ VST}}$ medido de 13 un factor de 0.9, plausible para el rango medido de IP entre 20 y 45%; y en AGR-CPT2, donde se midió un rango de IP entre 0 y 20%, se obtiene un valor de corrección μ de 1, por lo que se mantiene el $N_{kt \text{ VST}}$ medido de 9.

Si se asume en general para zonas aluviales y deltaico estuarinas un $N_{kt \text{ VST}}$ medido de 10, que ha sido un valor típico obtenido en las 58 mediciones disponibles en 2 sitios aluviales de Guayaquil, 3 deltaico estuarinos y 3 perfiles de Durán, y se consideran rangos promedios de IP entre 50-60% (rango obtenido de un conjunto de datos correspondiente a casi 3000 muestras CH en Guayaquil, según Vera, 2014), se estima un factor de corrección de entre 0.80 y 0.75, y en consecuencia el N_{kt} estimado sería aproximadamente entre 12 y 13 (estimación generalista simplificada), ligeramente por debajo del N_{kt} promedio de 14 reportado por Robertson, Mayne y otros autores. Cabe destacar que en el sector de estudio se ha observado que un $N_{kt}=14$ se ajusta en muchos casos al N_{kt} estimado en función del F_r según Robertson, especialmente en zonas deltaico-estuarinas; sin embargo, como tendencia general se ha estimado un rango de N_{kt} entre 12 y 16.

En la sección 4.7. se indicará brevemente la posible relación que pueden tener las mediciones de N_{kt} reportadas en los sitios de estudio con la presencia de microfósiles en la estructura de las arcillas. A continuación, se contrastan las estimaciones de s_u obtenidas a partir del CPTu para diferentes consideraciones de N_{kt} , con las mediciones realizadas en campo mediante VST, y los valores de laboratorio obtenidos a partir de muestras inalteradas con ensayos de veleta o torque manual (Torvane) y ensayos de compresión simple no confinada (CS).

Esta comparación ha sido graficada en la figura 4.4.2 para 3 sitios de análisis en los que se dispone de todos estos ensayos; mientras que en otros 5 sitios se han comparado únicamente las estimaciones de CPTu y las mediciones de VST (en la gráfica 4.4.3 se muestran 2).

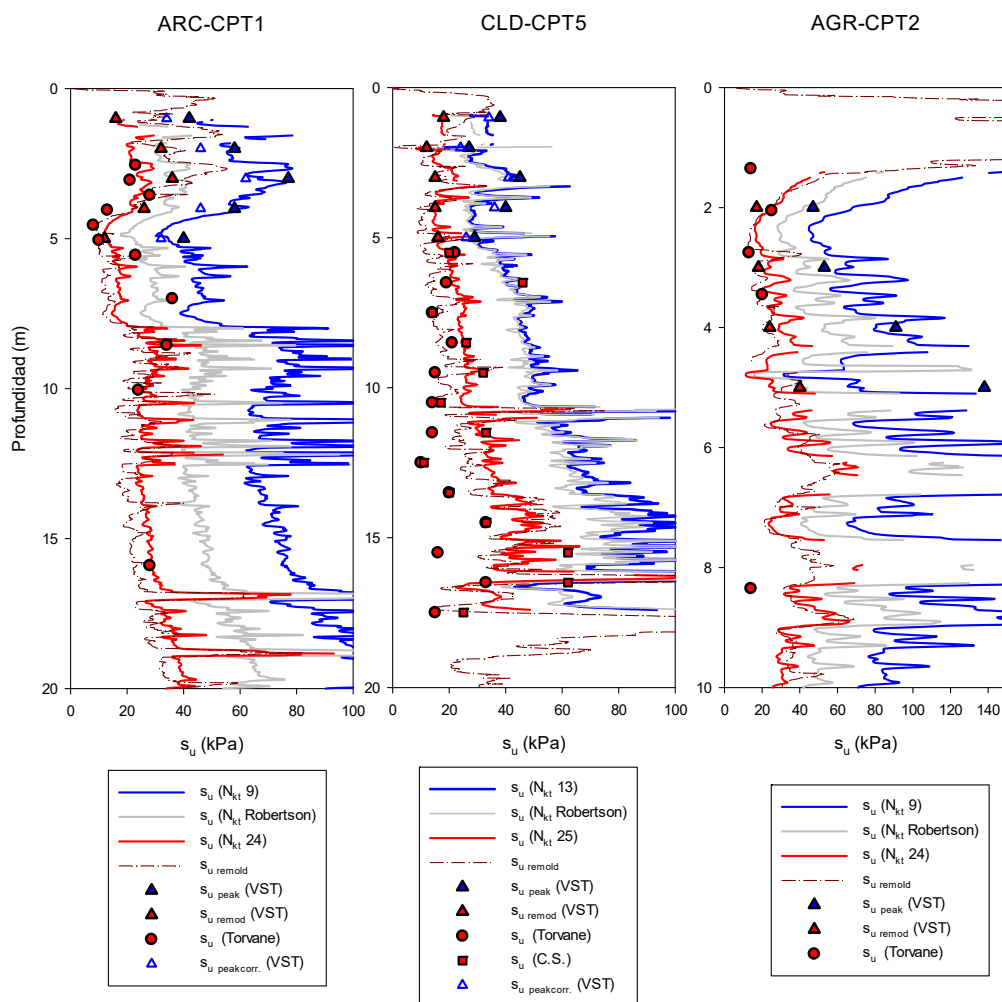


Figura 4.4.2. – Análisis comparativo entre s_u estimado con CPT, medido con VST y medido en laboratorio

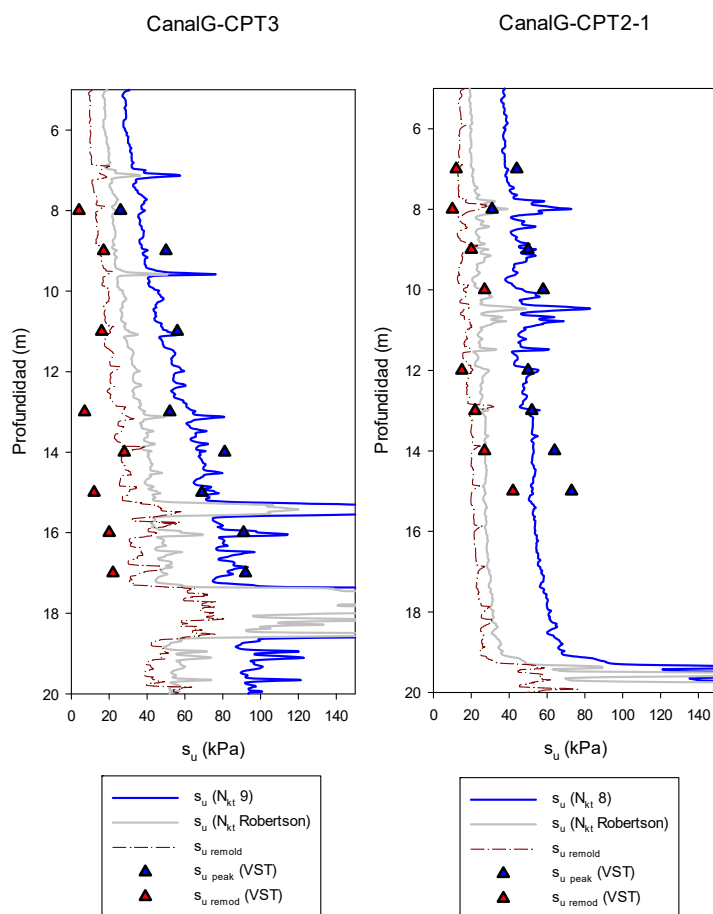


Figura 4.4.3. – Análisis comparativo entre s_u estimado con CPT y medido con VST

Se han representado con líneas de colores rojo y azul los umbrales inferior y superior de $s_{u \text{ peak}}$ empleando factores N_{kt} de 8-13 y 24-25 respectivamente, con variaciones en cada sitio; con línea gris se muestran los $s_{u \text{ peak}}$ estimados con un N_{kt} dependiente del F_r (Robertson, 2010a), y con rojo oscuro se grafica la variación del s_u alterado aproximado al f_s medido (Lunne & Robertson, 1997). Además, los triángulos azules y rojos representan el $s_{u \text{ peak}}$ y alterado medido con VST, respectivamente; mientras que con círculos rojos se muestran las mediciones de laboratorio de la resistencia al corte.

El umbral inferior de N_{kt} (valores mayores de s_u) ha sido medido entre 8 y 13 en los diferentes sitios considerados, comparando los valores medidos de $s_{u \text{ peak VST}}$ con la resistencia a la penetración neta ($q_t - \sigma_{v0}$), ajustando de esta manera las estimaciones con CPT a las condiciones del sitio; por otro lado, un umbral inferior de s_u a partir del CPT ha sido estimado referencialmente al ajustar $q_t - \sigma_{v0}$ con los valores de s_u medidos de muestras obtenidas con tubos Shelby.

De las gráficas comparativas que se han realizado, se puede observar en los casos evaluados que las mediciones de laboratorio casi siempre se han ajustado a un s_u estimado con N_{kt}

de entre 24 y 25, umbral muy cercano a las resistencias remoldeadas (f_s) estimadas con el CPT_u, a pesar de que en las veletas cercanas se han medido valores de entre 8 y 13; se ve también cierta correspondencia entre las mediciones de laboratorio y el $s_{u,r}$ medido con VST. Por otro lado, la estimación de Robertson en función del F_r (líneas grises) presenta valores mayores a los medidos en laboratorio, pero menores a los medidos en campo con VST.

Se ha realizado un análisis similar en sitios en los que solo se cuenta con CPTs y perforaciones. Con línea segmentada se ha representado el $s_{u, \text{remoldeado}}$ estimado a partir del CPT_u, mientras que con línea continua de igual color se muestra el $s_{u, \text{peak}}$ con el N_{kt} según Robertson, y con círculos y cruces se indican las mediciones de laboratorio; no se muestra en estas gráficas un umbral superior de s_u medido con veletas, porque no se dispone de estas, pero en los casos evaluados anteriormente donde sí hay información, se ha podido observar que los valores medidos con VST han sido mayores.

Este ejercicio fue realizado para aproximadamente 40 sitios de la base de datos en los que se disponía de CPTs realizados cerca de perforaciones con muestreo inalterado, para un total de 275 mediciones; sin embargo, por practicidad se muestran gráficas para 12 sitios.

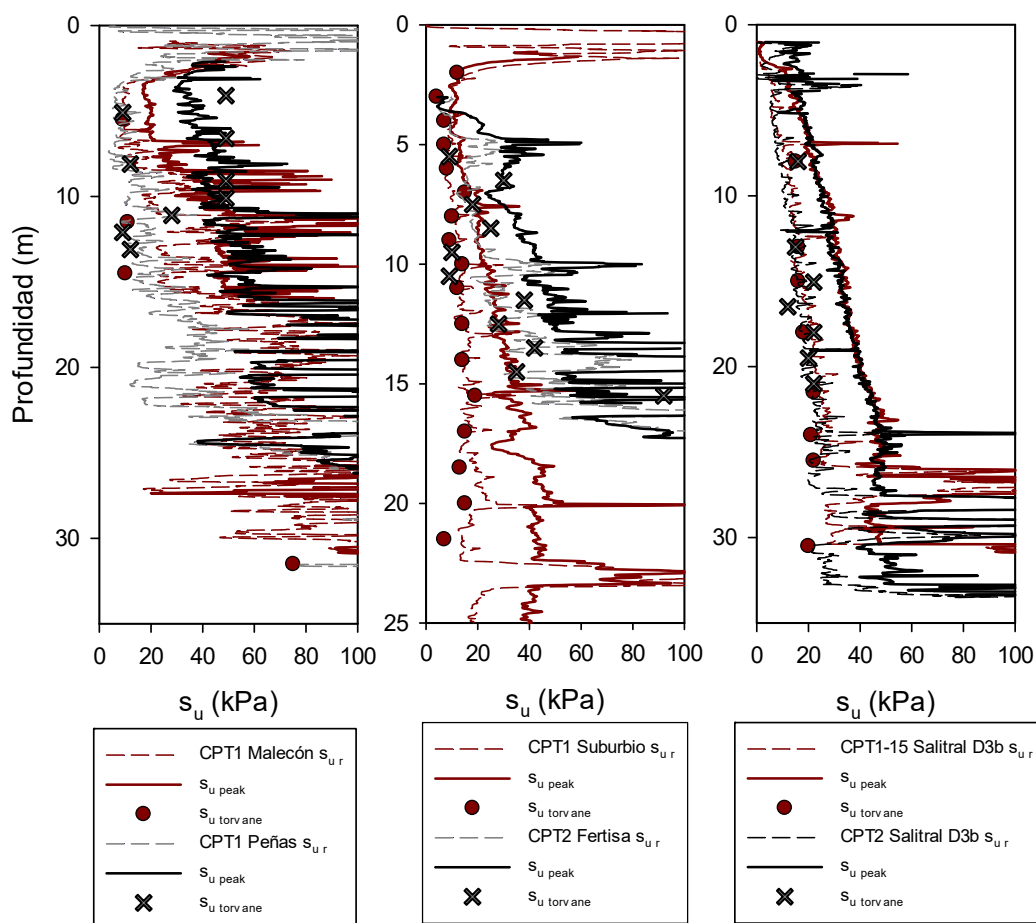


Figura 4.4.4. – Análisis comparativo entre s_u estimado con CPT y medido en laboratorio I

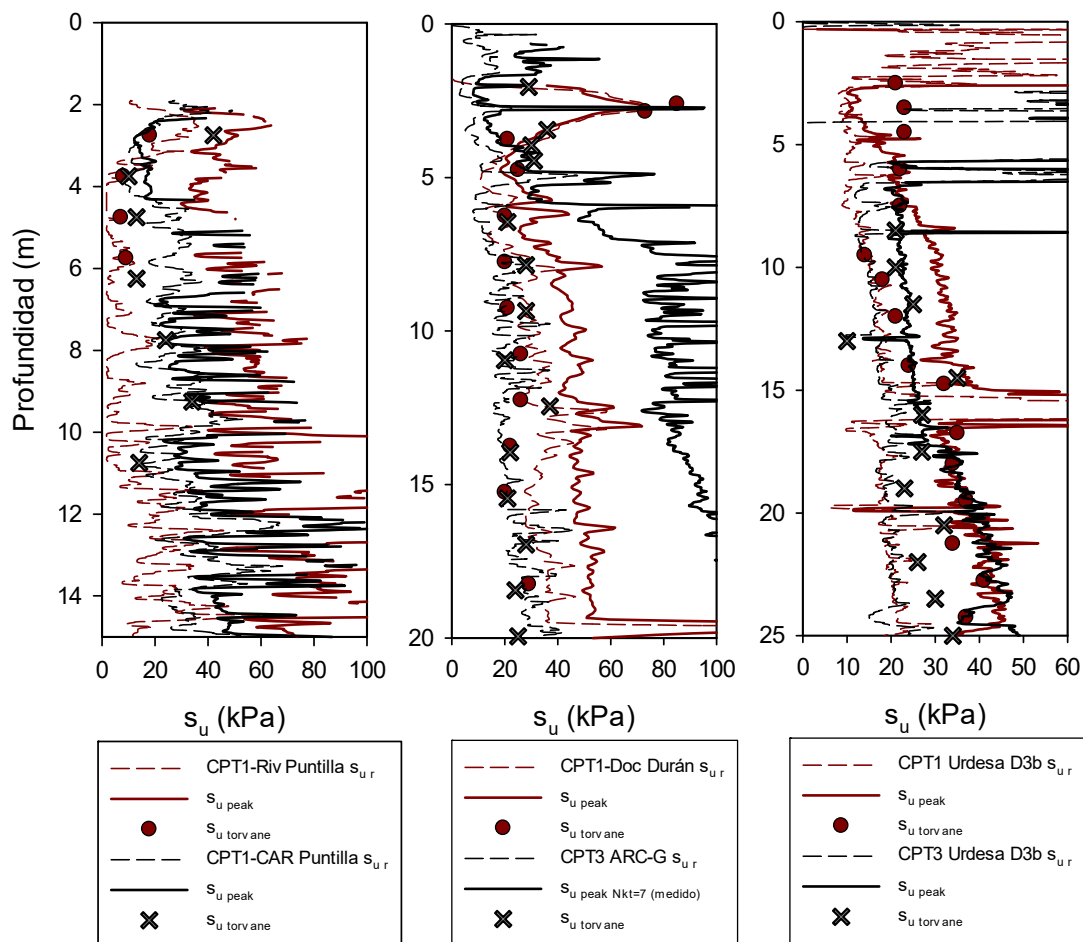


Figura 4.4.5. – Análisis comparativo entre s_u estimado con CPT y medido en laboratorio II

Al igual que en las gráficas anteriores, se puede observar que las mediciones de laboratorio generalmente se ajustan a los valores estimados de s_u alterado (aproximado al f_s del CPT), que en general corresponden a un N_{kt} mayor a 20.

Se muestra en la figura 4.4.6 una comparación entre los coeficientes obtenidos al dividir el s_u medido de muestras inalteradas ($s_{u,lab}$) para el s_u remoldeado estimado con el CPT ($s_{u,r}$) y el $s_{u,lab}$ dividido para el $s_{u,peak}$ estimado del CPT a partir del N_{kt} según Robertson. Dado que en teoría el valor medido en laboratorio debería ser cercano al $s_{u,peak}$, el cociente $s_{u,lab}/s_{u,peak}$ debería ser aproximadamente 1 para muestras inalteradas.

Sin embargo, se ha obtenido un promedio de $s_{u,lab}/s_{u,r}$ de aproximadamente 1.25 en los casos analizados, mientras que el promedio de $s_{u,lab}/s_{u,peak}$ es 0.65, lo que muestra una tendencia a medir el $s_{u,r}$ en laboratorio, según la estimación de s_u de Robertson. Ahora bien, el promedio de coeficientes respecto al $s_{u,peak}$ es un valor máximo, porque el $s_{u,peak}$, según lo analizado en sitios con información CPT-VST, ha sido mayor con veletas que con el N_{kt}

de Robertson, que ha sido el valor considerado en estas gráficas; por lo tanto, realmente el $s_{u \text{ lab}}/s_{u \text{ peak}}$ sería menor a 0.65.

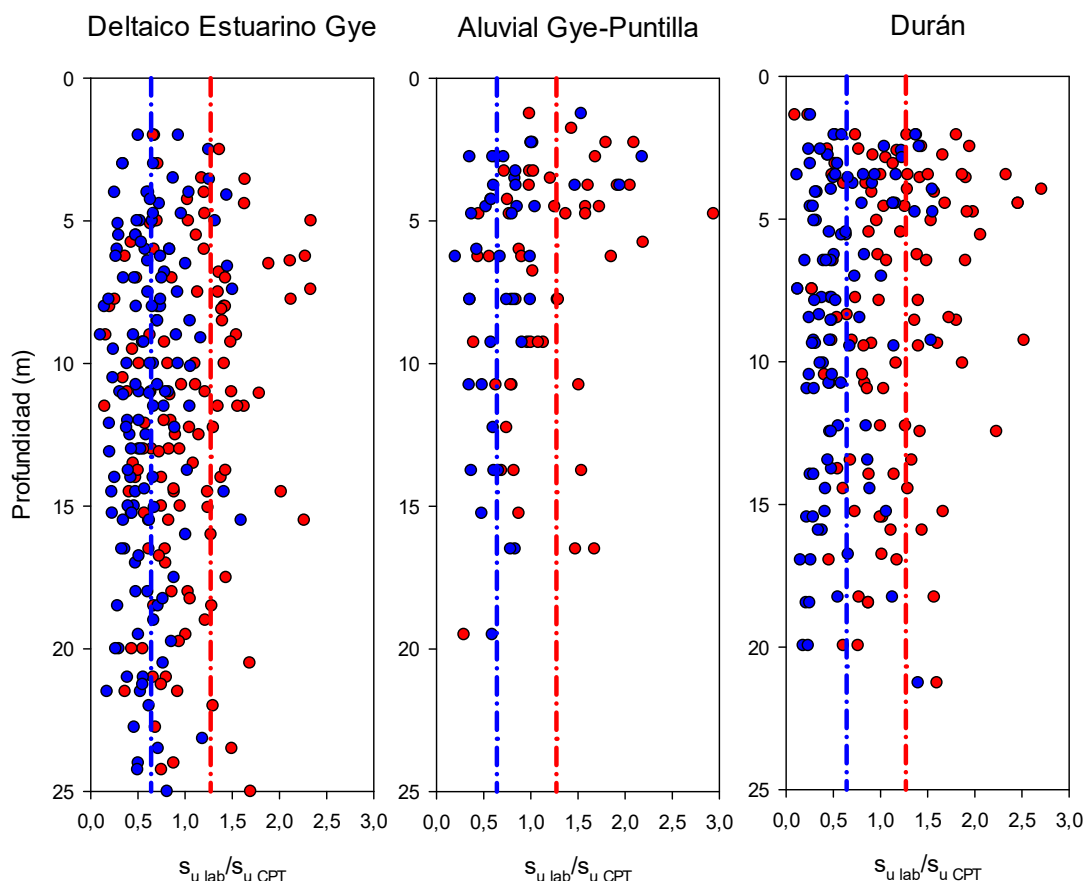


Figura 4.4.6. – Comparación entre s_u medido en laboratorio y s_u pico y remoldeado estimados con CPT

Ahora bien, ¿a qué se debe que las mediciones de laboratorio presenten valores muy cercanos a la estimación de s_u alterado y a las mediciones de $s_{u,r}$ a partir de veletas? Al margen de los factores que pueden influir en las resistencias medidas en campo con veletas, indicados por algunos autores, esto también podría atribuirse a la calidad del muestreo o a los cambios tenso-deformacionales a los que es sometida la muestra desde su extracción. Es posible que en lugar de estar midiendo una resistencia al corte pico, en laboratorio se esté midiendo una resistencia remoldeada en algunos casos.

Con el fin de contextualizar estas observaciones puntuales, se ha realizado una clasificación rápida de aproximadamente 50 ensayos de consolidación medidos en Guayaquil, y se ha determinado que un 10% de esas muestras tenían una alterabilidad ($\Delta e/e_0$) menor a 0.04 y en un 40% era menor o igual a 0.07; es decir, un 90% de los casos analizados no correspondían a un muestreo excelente, según Lunne (1997). Ahora bien, si incluso con

un muestreo perfecto existen limitaciones al ensayar una muestra extraída, debido a la generación de esfuerzos de corte al pasar de un estado anisotrópico in situ a un estado cercano al isotrópico en laboratorio (Holtz & Kovacs, 1981), ¡cuánto más si el grado de alterabilidad es considerable!

Cabe destacar que en aras de la objetividad, las comparaciones VST-laboratorio deberían hacerse principalmente con resultados de ensayos triaxiales; sin embargo, en la mayoría de proyectos convencionales no se realizan estos ensayos, por lo que no han podido ser considerados en los análisis y la comparación de resultados obtenidos con ensayos simplificados refleja el estado de la práctica en la mayoría de proyectos de riesgo bajo o medio, al menos en Guayaquil, donde generalmente se emplean mediciones de resistencia obtenidas con ensayos de compresión simple y torvane.

Otra limitante de los análisis realizados en esta sección es que las muestras fueron obtenidas muy cerca de la columna de suelo en la que se realizó el VST pero no justo al lado, por lo que la variabilidad aleatoria podría influir en las tendencias observadas.

Al margen de las limitaciones indicadas, está claro que para la adopción de un valor representativo de s_u de diseño que se emplee en análisis de capacidad de carga o algún otro análisis geotécnico, se debería considerar un N_{kt} acorde al área de investigación, calibrando más ampliamente la resistencia a la penetración del cono con la resistencia al corte medida con veletas. En caso de no resultar posible la medición de veletas, se podría emplear un N_{kt} conservador (alrededor de 14) o la estimación de Robertson.

Si no se cuenta con VST ni CPT y se va a emplear principalmente mediciones de muestras inalteradas, se debería limitar la cantidad de muestras de calidad baja a media (mantener $\Delta e/e_o$ menor a 0.07) para la obtención de s_u , considerando que muestras de baja calidad podrían propiciar mediciones de la resistencia remoldeada en lugar de la resistencia pico. En algunos sondeos se ha observado que a profundidades mayores a 15-20 m, las mediciones de laboratorio tienden a ajustarse aún más a valores alterados, lo que podría ser provocado por un mayor cambio en el estado tensional del suelo; por lo tanto, podría ser una buena práctica considerar mayoritariamente en los diseños valores obtenidos de muestras no tan profundas, aunque se deberían realizar investigaciones complementarias para sustentar esta premisa.

El grado de alterabilidad en las muestras usualmente empleadas en laboratorio y las consecuentes subestimaciones de la resistencia al corte sientan el precedente de por qué en esta tesis se han empleado mayoritariamente ensayos CPTs en la evaluación de esta propiedad geotécnica e incluso en la caracterización estratigráfica, considerando que el marco geológico regional ha sido ampliamente abordado en estudios previos.

Se presenta en la figura 4.4.7. los resultados de las mediciones de veletas disponibles al momento en cada profundidad de ensayo, según el factor N_{kt} que se ha medido (sin aplicar la corrección de Bjerrum), en suelos aluviales y deltaico estuarinos de Guayaquil y algunos sitios de Durán (ambiente deltaico). Se observa que los valores medidos se encuentran entre 6 y 14, excluyendo una medición de 20 que fue obtenida superficialmente y podría estar influenciada por cierta sobre consolidación o una variación lateral de la estratigrafía;

estas mediciones han sido realizadas en suelos normalmente consolidados o ligeramente pre consolidados, por lo que resulta consecuente asumir una anisotropía cercana a 1.

Cabe destacar que el rango de valores obtenidos para cada perfil de suelo analizado (entre 9 y 15, corrigiendo los valores según Bjerrum) se encuentra dentro del rango teórico reportado por Rashwan y Koumoto, 2004, a partir de análisis tridimensionales asumiendo un material elasto-plástico perfecto y un modelo de falla de Mohr-Coulomb.

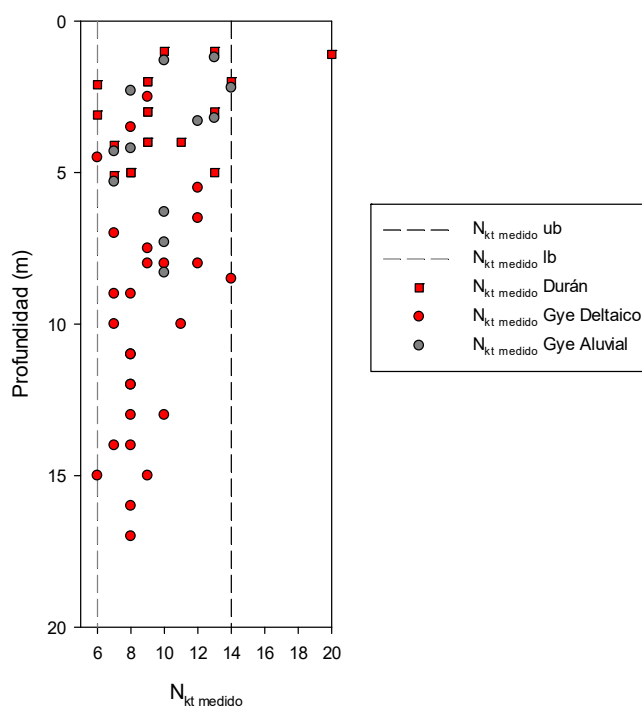


Figura 4.4.7. – Valores medidos de N_{kt} a partir de ensayos VST

Ahora bien, debido a que al momento la base de datos medidos con CPT-VST no es lo suficientemente extensa para una calibración eficaz del N_{kt} por zona geotécnica (58 mediciones en 8 sitios diferentes), en la sección 4.2 de caracterización y en el análisis de estimación de propiedades geotécnicas de la sección 4.5, se ha empleado el N_{kt} de Robertson en función del F_r , en lugar de un N_{kt} entre 12 y 13 (rango estimado corregido a partir de ensayos realizados).

Además, al emplear el N_{kt} de Robertson, se realiza una estimación más objetiva en sectores en los que no se ha medido la resistencia con veletas, puesto que la ecuación de Robertson relaciona el N_{kt} con la sensibilidad de los suelos a través del F_r , y la investigación previa sustenta que el N_{kt} está ampliamente influido por la sensibilidad (Lunne & Robertson, 1997), aunque existan otros factores relevantes.

Adoptar el N_{kt} de Robertson, por lo tanto, además de ser bastante objetivo teóricamente, podría ser ligeramente conservador en los sectores analizados, mientras que emplear un

N_{kt} de 12 a 13 resultaría en valores de s_u ligeramente más altos, que podrían constituir un rango plausible de mediciones reales de campo y diseño para la resistencia al corte, previa verificación en campo con un conjunto de ensayos VST-CPT más extenso en el futuro.

Como conclusión, en el sector de análisis correspondiente a Guayaquil y sus alrededores, donde el marco geológico regional y local, así como el contexto geotécnico son ampliamente conocidos, plantear la investigación geotécnica de un proyecto haciendo énfasis en la investigación in situ puede resultar ser una opción eficaz y eficiente, y bien se haría en años posteriores empleando con mayor asiduidad la medición de veletas de campo, para calibrar por zonas geotécnicas factores N_{kt} que permitan estimar valores de s_u un poco más altos a los obtenidos actualmente con mediciones de laboratorio convencionales, y así diseñar con parámetros de resistencia más representativos de los modos de respuesta del suelo ante esfuerzos de corte.

4.4.1.1. Medición de sensibilidad in situ

Un gran beneficio derivado de realizar mediciones de veletas in situ, es que al medir la resistencia pico y remoldeada en un mismo ensayo, es posible también medir con gran precisión la sensibilidad del suelo. Se muestra en la figura 4.4.8 una gráfica de la variación de sensibilidad medida con veletas de campo, tanto para perfiles deltaico estuarinos como para suelos aluviales.

Aunque se pueden observar mediciones mayores a 6 para la zona deltaico estuarina de Guayaquil, no se ha detectado una tendencia de valores altos ni una diferencia significativa entre los promedios de sensibilidad obtenidos en las zonas deltaico estuarinas y la zona aluvial, con 2.9 y 2.1, respectivamente. Tampoco se registran variaciones considerables por zona geotécnica en la estimación de la sensibilidad a partir de los CPTs para los sitios mencionados en la sección 4.2.

Específicamente en sectores de Durán, que tiene un ambiente deltaico estuarino (Benítez & Martillo, 2008), ninguno de los valores medidos de sensibilidad es mayor a 4, particular relevante debido a la composición microestructural detectada en algunas muestras, como se indicará en el capítulo 4.7. Sin embargo, se reconoce que con 58 mediciones de veletas en solo 8 perfiles no es posible ser concluyentes, y en las estimaciones de sensibilidad a partir del CPT se realizan varias suposiciones simultáneamente, lo que podría limitar la confiabilidad de esos resultados.

Adicional a esto, en algunas mediciones de veletas se ha registrado como resistencia remoldeada un rango de valores en lugar de un valor puntual, lo que sería atribuido a la inclinación del sistema o a la heterogeneidad del suelo. Al comparar con el CPT, se ha corroborado en estos casos un buen ajuste entre el f_s y un valor medio del rango medido de $s_{u,r}$, salvo en suelos muy blandos en los que la resistencia remoldeada ha sido menor a 5 kPa, por debajo de la precisión de los sistemas de medición. En caso de considerar los valores mínimos, se podrían incrementar en algunos casos las mediciones de sensibilidad; sin embargo, esto incluso afectaría a perfiles aluviales.

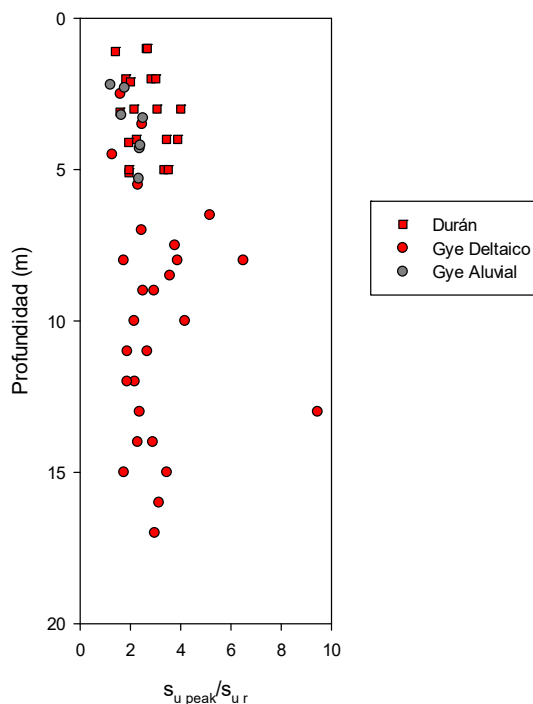


Figura 4.4.8. – Sensitividad medida con ensayos VST en suelos aluviales y estuarinos

Por lo tanto, en próximas investigaciones se analizará a mayor detalle la variabilidad de la sensibilidad medida en campo mediante veletas en diferentes zonas geotécnicas, con el fin de evaluar las tendencias mencionadas en la literatura previa, según la cual el efecto de sensibilidad debería ser mayor en la zona deltaico estuarina que en la aluvial debido a la cementación por piritas framboidales (Vera, 2014). Además, en la sección 4.7 se analizará brevemente de manera cualitativa la existencia piritas y también de diatomeas en varias zonas geotécnicas de Guayaquil, así como en Durán y Samborondón, particular que será relacionado con los resultados de sensibilidad indicados en esta sección.

4.4.2. Análisis comparativo entre valores medidos y estimados de v_s

Durante la ejecución de un ensayo CPTu, se puede medir también la velocidad de onda cortante downhole, generando una onda a través del impacto de un martillo en una placa superficial colocada en el terreno, y habiendo previamente adaptado un módulo sísmico que contiene dos geófonos triaxiales espaciados 50 cm que permiten medir un intervalo verdadero (Mayne, 2006). Este ensayo es denominado SCPTu, y ha sido realizado en 23 sondeos CPT disponibles en la base de datos; uno de ellos específicamente para esta tesis, debido a que no se disponía de información en la zona geotécnica D3a (CPT-34).

Las mediciones de v_s downhole permiten enriquecer la investigación in situ mediante CPT, puesto que es posible estimar con mayor precisión la rigidez del material a través del

módulo de corte G . Evidentemente se prefieren mediciones in situ a estimaciones, entre otros motivos porque la resistencia a la penetración no captura a un grado plausible la edad del suelo y la cementación, mientras que la v_s si está bastante influenciada por la cementación (Schneider, 2004). Aun así, en las últimas décadas se han propuesto correlaciones entre la resistencia a la penetración con el cono y la v_s .

Robertson, por ejemplo, propone una estimación de v_s basada en el q_t neto y el I_c para su utilización en proyectos de bajo riesgo en diferentes tipos de suelo, basado en el estudio de más de 100 perfiles de suelos del Holoceno y Pleistoceno en los que se midió v_s y también se la estimó con CPT. Esta correlación se aplica preferiblemente en suelos sin indicios de cementación; además, se especifica que tiene una mayor confiabilidad en suelos arenosos, en esencia debido al factor de normalización de esfuerzos empleado, que es más aplicable a suelos granulares y que por simplificación se lo extiende a suelos arcillosos, arguyendo que el error resulta mínimo (la correlación hace uso de los contornos de las gráficas de SBTn y la similitud entre la normalización de Q_{tn} y G_0 , criterio que estrictamente hablando se aplica mejor en suelos granulares).

En esta sección se ha realizado una comparación entre la estimación de Robertson basada en el q_t del CPT, y las mediciones tipo downhole realizadas en el mismo sitio de investigación; es decir, en los 23 sitios analizados de Guayaquil y alrededores, se dispone en los primeros 15-25 m de perfil de suelo pares ordenados de v_s estimada y medida, totalizando alrededor de 600 mediciones en suelos aluviales y deltaico-estuarinos del Holoceno.

En primera instancia se ha vertido toda la base de datos en una gráfica que relaciona el I_c con el coeficiente obtenido entre los valores de v_s medidos downhole y estimados según Robertson. Dado que las mediciones de CPTu y por ende las estimaciones a partir de q_t son obtenidas cada centímetro, mientras que durante el ensayo sísmico se mide la v_s típicamente en un intervalo de 50 cm, las estimaciones de v_s han sido promediadas 25 cm por encima de la profundidad de medición y 25 cm por debajo, para posteriormente dividir la medición obtenida de v_s para el promedio obtenido.

Del conjunto de datos correspondiente a 600 pares ordenados obtenidos a profundidades de entre 5 y 25 m en arcillas, arenas y suelos transicionales de sedimentos aluviales y perfiles deltaico-estuarinos del Holoceno, se ha obtenido que un 95% tiene un coeficiente medido/estimado de entre 0.6 y 1.1, con un promedio de resultados de 0.77 y una desviación estándar de 0.12. Además, un 13% de los coeficientes se encuentran por debajo de la media menos una desviación estándar y solo un 5% están sobre una desviación estándar, por lo que se puede observar una tendencia de sobre estimación al usar la correlación de Robertson, y una dispersión bastante baja de la predicción. En la figura 4.4.9 se muestran estos resultados.

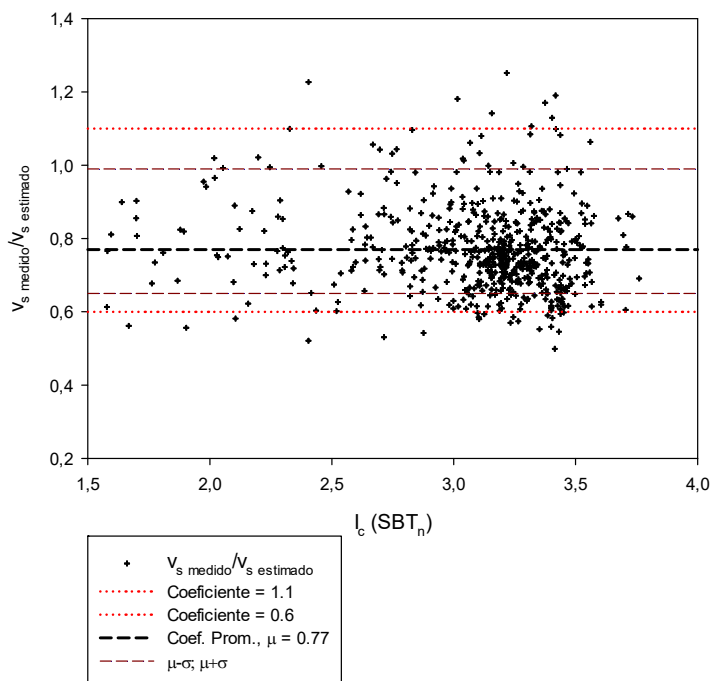


Figura 4.4.9. – Comparación entre valores de v_s medidos y estimados con CPT en función del I_c

Además, se separaron los resultados en 6 grupos considerando el tipo de suelo según el I_c , y la profundidad de la medición. Los límites de I_c considerados fueron 2.4 y 2.8, para separar suelos arenosos, transicionales y arcillosos; mientras que el límite de profundidad adoptado fue 15 m. Se han graficado en la figura 4.4.10 los resultados obtenidos en arenas con círculos, valores en arcillas con cruces inclinadas y en suelos transicionales con cruces verticales de color rojo, identificando las mediciones a más de 15 m con una tonalidad diferente; además, se muestran los valores medios más y menos una desviación estándar para cada tipo de suelo.

Al analizar las mediciones por tipo de suelo, se puede observar que el promedio encontrado en los coeficientes varía entre 0.75 y 0.80, y las desviaciones estándar entre 0.11 y 0.17. Aunque en arcillas localizadas a profundidades mayores de 15 m, se ha obtenido un coeficiente de 0.75 (el más bajo), y en arcillas situadas hasta 15 m el coeficiente es 0.77, en ambos casos la desviación estándar es ligeramente menor al promedio general, siendo 0.11. Por otro lado, aunque en los suelos transicionales se ha cuantificado un coeficiente promedio de 0.8 (umbral superior), la desviación estándar obtenida es la más alta, de 0.15, siendo incluso 0.17 si solo se consideran los suelos transicionales ubicados a más de 15 m de profundidad. En arenas finalmente, el promedio de coeficientes obtenidos es 0.8, con una desviación estándar de 0.13. El hecho de que se encuentre una mayor dispersión en la predicción al aplicar la estimación en suelos transicionales posiblemente se deba a que la base de datos sobre la cual se estableció la tendencia incluye pocos perfiles con este tipo de suelos (Andrus, 2007).

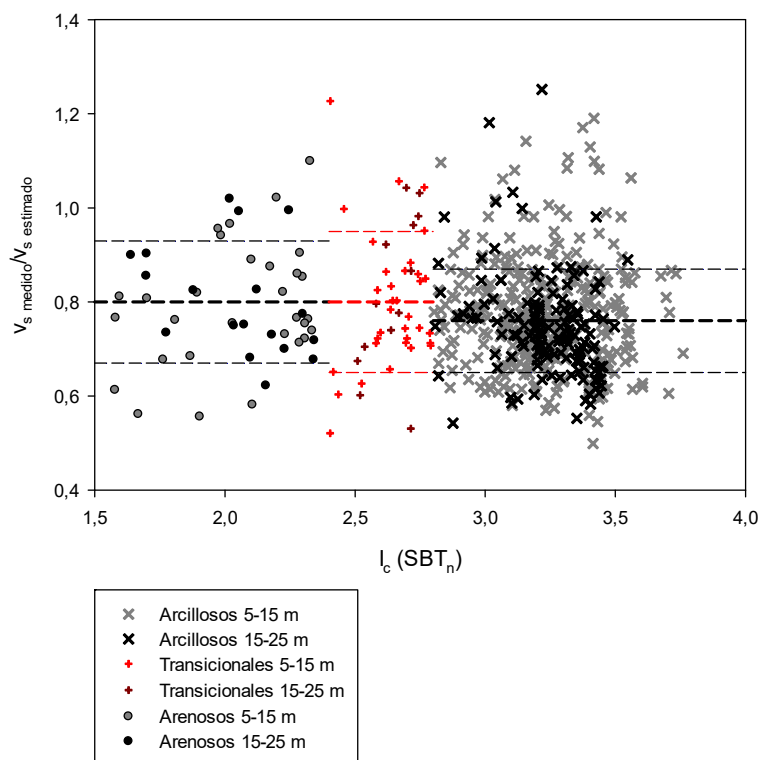


Figura 4.4.10. – Comparación entre valores de v_s medidos y estimados con CPT, según la profundidad y el tipo de geo-material

De las observaciones realizadas, se puede concluir que para la base de datos recabada hasta el momento en Guayaquil, Robertson sobreestima la v_s en un 25 a 30%, por lo que adoptar un valor cercano al 80% de las estimaciones con CPT en arenas y 75% de estimaciones en arcillas podría ser una buena práctica si no se mide v_s con el ensayo downhole SCPT. Se puede anotar también que la tendencia de la estimación de Robertson es bastante buena si se considera la baja desviación estándar obtenida; es decir, aunque se sobreestime la v_s , la tendencia de regresión es propicia y se ajustaría más idóneamente aplicando un factor de 0.75 para arcillas y 0.80 para arenas; en suelos transicionales se podría adoptar conservadoramente 0.70, considerando que la dispersión de resultados es un poco más alta. Es destacable también que las 600 mediciones en 23 perfiles son las únicas disponibles, puesto que la investigación geotécnica de la mayoría de los consultores de la ciudad considera únicamente prospección geofísica y la consecuente estimación de v_s .

En arcillas el promedio general del coeficiente es 0.76, y se ve una ligera tendencia de proporcionalidad inversa entre I_c y el coeficiente, especialmente en suelos situados a más de 15 m; a mayor I_c , por lo tanto parece haber un menor coeficiente de ajuste, aunque hace falta información para ser concluyentes; en el rango de I_c correspondiente a arenas no parece haber una tendencia específica pero los valores se mantienen acotados alrededor de 0.80, así que en términos generales pareciera haber un mayor coeficiente de ajuste con menor I_c .

4.4.2.1. Limitaciones de la estimación de Robertson

Que la estimación de Robertson resulte en promedio en un 77% de las mediciones podría deberse a varios factores. Por un lado, para esta estimación se aproxima el peso volumétrico de todos los suelos a 18 KN/m^3 , mientras que en muchos suelos arcillosos del sitio de estudio este valor podría ser $14\text{-}15 \text{ KN/m}^3$, lo que podría resultar en una sobreestimación de un 14%; aun así, los valores estimados serían ligeramente mayores.

Se podría pensar que otro motivo en la divergencia de resultados sería algún efecto de cementación, puesto que se ha indicado en estudios previos (Vera, 2014), que en los suelos deltaico-estuarinos de Guayaquil existe cierto efecto de este tipo por la presencia de piritita framboidal. Sin embargo, la cementación debería propiciar un mayor valor medido de v_s que el valor estimado, porque el efecto de cementación no puede ser muy bien capturado por la resistencia a la penetración, pero sí sería detectado en la medición downhole; contrario a lo indicado, la v_s estimada resulta más alta que la medida.

Cabe destacar que Eslaamizaad y Robertson (1996a), y Schnaid (2005) indicaron que se puede inferir indicios de cementación usando el cociente G_0/q_t : si los valores medidos son mucho mayores que los estimados, podría haber cementación, justamente lo contrario a lo que se observa en los sitios investigados. Aplicando inversamente el criterio mencionado, podría corroborarse a futuro si otro factor que contribuiría a la obtención de un rango de valores estimados más alto que el medido, sea la geología intrínseca de los suelos del Holoceno de Guayaquil. La base de datos de Robertson incluye conjuntamente suelos del Pleistoceno y Holoceno, con tendencias de regresión aplicables a perfiles de ambos períodos geológicos, siendo las mediciones de v_s del Pleistoceno hasta un 25% más altas, según el mismo estudio. Andrus (2007) propuso un factor de corrección por la edad del depósito, además de considerar un modelo de regresión con el q_t , I_c , y la profundidad del suelo.

En consonancia a lo anteriormente indicado, se podría a futuro emplear una corrección local por la edad del depósito o alguna otra característica geológica relevante comparando la base de datos disponible de Guayaquil, con la base de datos empleada por Robertson. De hecho, existen investigaciones que indican que en suelos con diatomeas las estimaciones comúnmente empleadas pudieran no ajustarse tan idóneamente (Mayne, 2009), y en la sección 4.7. se analizará que estos microfósiles forman parte de la composición de las arcillas de Guayaquil. En la presente tesis no se ha realizado un modelo de regresión con los datos disponibles, debido a que se requeriría de una mayor cantidad de perfiles medidos, en aras de la obtención de un modelo predictivo que minimice la incertidumbre epistémica.

La dispersión de datos también podría deberse a la diferencia entre la frecuencia de obtención en las mediciones de v_s con el ensayo downhole y las estimaciones con CPTu, como bien señaló Robertson en su estudio; se ha procurado minimizar esta limitante promediando los valores estimados que se han comparado con los medidos, como ha sido indicado anteriormente.

Finalmente, la ecuación de Robertson es recomendada mayormente para suelos arenosos; incluso se usa un exponente de esfuerzos de 0.5 que es aplicable a arenas, aunque su uso en la zona arcillosa no genera mayor error (Robertson 2009); sea cual sea el caso, se menciona explícitamente que para I_c mayor a 2.6 la predicción es menos confiable, debido a la sensibilidad de suelos finos.

4.4.2.2. Estimación de v_s según Vera (2014)

Debido a las limitaciones anteriormente indicadas para la estimación de v_s según Robertson, se ha realizado la comparación de las mediciones de v_s downhole con la correlación recomendada por Vera (2014). Vera desarrolló una ecuación predictiva de forma analítica y empírica, basado en la teoría de expansión de cavidades cilíndricas y en la calibración del modelo de predicción a través de los factores N_{kc} y β ; la base de datos utilizada consistió en estimaciones de geofísica y mediciones de CPT en al menos 14 sitios de las diferentes zonas geotécnicas de Guayaquil.

Se ha constatado en los sitios analizados que al comparar esta estimación con la de Robertson, el coeficiente medido/estimado en promedio es más alto, y en zonas deltaico estuarinas es cercano a 1, con un promedio de 0.96, y con una desviación estándar de 0.12. Sin embargo, al realizar igual comparación en las zonas aluviales, las mediciones fueron en promedio un 28% más altas que las estimaciones con Vera, con una desviación estándar de 0.25 en cada perfil obtenido, en promedio. Por lo tanto, se observa una mejor correspondencia medido/estimado con la correlación de Vera en suelos deltaico estuarinos, mientras que se debería evaluar más extensamente a futuro la aplicabilidad en suelos aluviales. Cabe destacar que la ecuación de Vera está más orientada a suelos arcillosos, no a arenosos, y no fue desarrollada a partir de datos de Durán, Daule y Samborondón; por lo tanto, en estos casos sería recomendable emplear la ecuación de Robertson y aplicar un factor de corrección, según lo anteriormente indicado.

Se muestra a continuación la variación del coeficiente de v_s medida en relación a la v_s estimada según Robertson y Vera, indicando el promedio y la desviación estándar obtenidos en cada perfil de investigación. Se puede observar el muy buen ajuste ente la estimación de Vera y las mediciones downhole en suelos deltaico-estuarinos de Guayaquil.

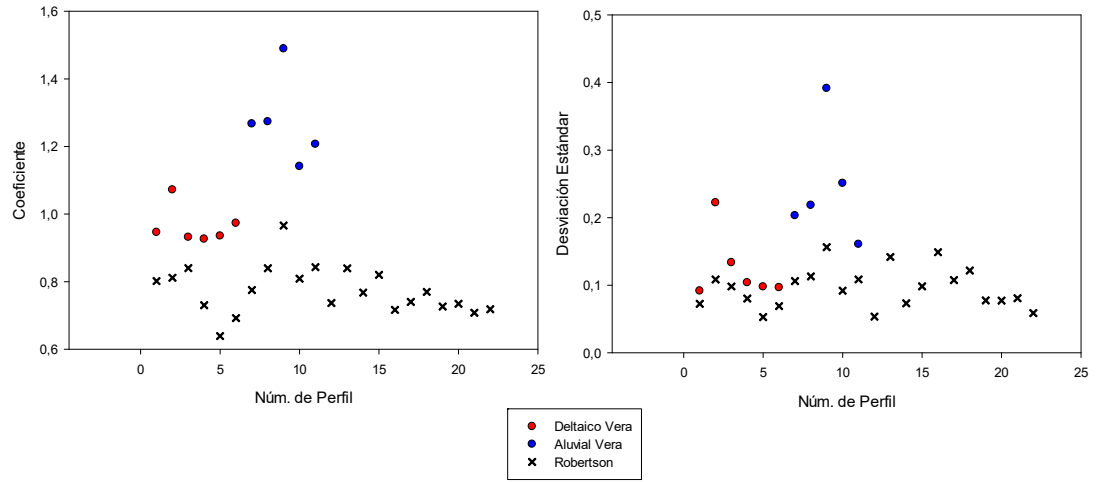


Figura 4.4.11. – Cociente promedio entre valores medidos y estimados, y desviación estándar en el perfil considerado, según ecuaciones de Robertson y Vera

4.5. Variabilidad espacial de estratigrafía y propiedades geotécnicas

En la sección anterior se compararon las mediciones in situ y en laboratorio de la resistencia al esfuerzo cortante (s_u), y también las mediciones downhole de velocidades de onda de corte, con las estimaciones obtenidas a partir de la resistencia a la penetración del cono, ensayo CPTu. Se pudo evaluar en algunos casos puntuales que la estimación de Robertson de s_u a partir del q_t y un N_{kt} dependiente del F_r , muestra un mejor ajuste con las mediciones in situ del parámetro evaluado, que las mediciones de laboratorio; mientras que la v_s en general ha sido sobreestimada por Robertson para los sitios de estudio.

Considerando la buena aproximación obtenida con la ecuación de Robertson para el s_u a partir del CPTu, en comparación a la información obtenida de las perforaciones y ensayos de laboratorio, se ha registrado el parámetro de resistencia s_u (D_r en segmentos de suelos arenosos) y el índice I_c normalizado, en cada uno de los 464 CPTs disponibles (en los capítulos 2 y 3 se explicó la relación entre el I_c y el comportamiento del suelo; en general, a mayor I_c el suelo tiende a ser más cohesivo y fino, y viceversa). Es relevante mostrar la variación de s_u principalmente, considerando el tipo de perfiles geotécnicos mayoritariamente arcillosos existentes en Guayaquil (al menos las dos terceras partes de los sondeos clasificados).

En cada caso se ha tabulado el promedio cada 5 m de los valores detectados de I_c , y el promedio de las estimaciones de s_u cuando ha existido una presencia predominante de arcillas o suelos con comportamiento no drenado en el segmento analizado; cuando el suelo tenía un comportamiento predominantemente arenoso, se registraba el promedio de estimaciones de D_r .

Luego de la tabulación de parámetros geotécnicos, se procedieron a interpolar los valores en ArcGIS, en la mayoría de los casos haciendo uso de la técnica anteriormente mencionada de interpolación mixta (global con ajuste local) de diferencias finitas iterativas; esta metodología permite considerar bordes o contornos (topo to raster), mientras la superficie generada mantiene continuidad, pero se ajusta propiciamente a los valores locales. Ahora bien, en algunos casos esta técnica distorsionaba ligeramente las tendencias en los bordes del ráster, por lo que se empleó la metodología de interpolación local IDW de manera complementaria. Como se explicó en la sección 4.3., en estos análisis no se han empleado métodos geoestadísticos de regresión (kriging) debido a que se ha priorizado la generación de una superficie de salida que pase por la mayoría de los puntos ingresados como información del modelo.

Para una mejor identificación de la consistencia de los suelos arcillosos, se ha realizado una clasificación con diferentes colores, de tal manera que el color verde oscuro representa arcillas de consistencia variable entre muy blanda y blanda (s_u menor a 25 kPa); el verde claro ha sido asignado para arcillas de consistencia entre blanda y firme (s_u entre 25 kPa y 50 kPa); amarillo para consistencia entre firme y rígida (50 a 100 kPa); naranja muy rígida; y rojo para arcillas de consistencia variable entre muy rígida y dura (más de 200 kPa). Esta representación gráfica con escala de colores también ha sido realizada para la variación

espacial de I_c , para una rápida identificación de sectores con cierto tipo de comportamiento por profundidad.

En cada uno de los mapas de esta sección se ha incluido la delimitación de afloramientos rocosos (Benítez & Vera, 2006) debido a que la interpolación ha sido realizada con 464 sondeos CPTu, los mismos que han sido ejecutados en su totalidad en depósitos de suelo; por lo tanto, carecería de sentido mostrar resultados en roca.

Adicional a esto, se han obtenido promedios por zona geotécnica de los valores promediados cada 5 m en todos los sondeos y se los ha resumido en tablas con el fin analizar la información; estas tablas han constituido una herramienta complementaria de interpretación que ha permitido contrastar el comportamiento en cada zona o encontrar similitudes.

Cabe destacar que los valores mapeados e interpolados constituyen promedios obtenidos cada 5 m en cada CPTu; mientras que la descripción cuantitativa indicada de manera complementaria en esta sección corresponde en general a promedios globales y promedios por zona geotécnica, obtenidos a partir de los promedios en elementos discretos de 5 m de suelo, en cada sondeo. Por lo tanto, los valores indicados no necesariamente capturan todo el comportamiento del suelo; aun así, se indican de manera referencial, y constituye la absoluta responsabilidad de cada consultor evaluar idóneamente las propiedades geotécnicas para un proyecto específico. A continuación, se describe brevemente la variabilidad encontrada, según las premisas expuestas.

4.5.1. Vistazo general de la variación estratigráfica

En términos generales, para el promedio global de los diferentes sectores y zonas geotécnicas analizadas, desde la superficie hasta profundidades de 25 m, el I_c promedio tiende a disminuir, o dicho de otra forma, el contenido arcilloso cohesivo de la masa de suelo, tiende a disminuir; se han estimado promedios globales variables entre $I_c=3$ en los primeros 5 m hasta $I_c=2.65$ entre 20 y 25 m (en toda la base de datos, independientemente de la zona geotécnica). La resistencia al corte (s_u) tiende a incrementar ligeramente con la profundidad, con valores promedio estimados de 40 kPa en los primeros 5 m, y mayores a 150 kPa a más de 20 m.

El comportamiento anteriormente indicado no es una constante al analizar específicamente en cada sector y zona geotécnica; por ejemplo, en la Isla Mocolí la tendencia en general se invierte, con una mayor presencia de suelos limo arenosos en los primeros 20 m y más suelos cohesivos a partir de esa profundidad, por lo que el I_c desde los 5 m de profundidad hasta los 25 m entre 2.55 y 2.95.

Específicamente en la zona D2 y sus alrededores, el I_c promedio varía desde 3.25 (suelos cohesivos) superficialmente a 1.8 (suelos granulares) desde los 20 m, siendo la zona geotécnica en la que más claramente se identifica un estrato arenoso desde esa profundidad, teniendo los primeros 20 m mayoritariamente arcillosos; una gran

proporción de estos perfiles son tipo E. En Durán también se ha identificado presencia relevante de arenas desde los 20 m en un 46% de los sondeos realizados, con una presencia relativamente baja en las capas superficiales, aunque en este sector un mayor número de sondeos presentan estratos cohesivos blandos subyacentes a este estrato arenoso.

En D1 se calculó un I_c promedio de 3.12 entre 10 y 15 m, y no se ha detectado un comportamiento predominantemente arenoso a esa profundidad en ninguno de los 78 CPTu realizados en esta zona (según las premisas explicadas en la sección 3.3.). Sin embargo, de 5 a 10 m y de 15 a 20 m sí se ha detectado alrededor de un 15% de geomateriales sin comportamiento cohesivo; además, entre 20 y 25 m un 44 % de los CPTu realizados evidencian predominancia de suelos granulares, con un I_c promedio de 2.1 entre los sondeos con estratos de este tipo.

En la zona D3 el I_c se mantiene entre 3 y 3.2 en los primeros 25 m, con una ligera tendencia de mayor presencia cohesiva en D3b, con un promedio de 3.12 entre los 5 y 25 m, a diferencia de D3a con 3.08. Sin embargo, a partir de los 30 o incluso 40 m en el caso de D3b, en general los promedios de I_c tienden a disminuir por la mayor presencia de lentes y estratos granulares.

En la zona D4a, se ha obtenido entre 5 y 20 m el mayor promedio global de I_c , alrededor de 3.3, con un s_u promedio de 38 kPa; sin embargo, de 20 a 25 m el promedio de I_c es 2.95 (menos arcilloso) y con s_u promedio de 180 kPa. Al finalizar los ensayos en esta zona, las últimas mediciones en general eran muy altas, particular concordante con la clasificación preliminar según la NEC que se realizó a todos los sondeos, siendo un 28% de estos perfiles clasificados preliminarmente como F5.

4.5.2. Análisis de depósitos superficiales en zonas aluviales y estuarinas

En el mapa de variación espacial del s_u promedio en los primeros 5 m, se puede observar en general que tanto en la zona aluvial D4c sur como en las zonas deltaicas D1 a D3, y en Durán, al menos un 75% de las áreas interpoladas presentan un s_u menor a 50 kPa, es decir, con una consistencia entre muy blanda y firme. En el mapa de variación de I_c para este mismo segmento (entre 0 y 5 m), se puede apreciar que una proporción similar presenta valores mayores a 2.95 (mayoritariamente cohesivo). Por lo tanto, el comportamiento predominante en estos 5 m para estas zonas anteriormente indicadas es cohesivo con un s_u menor a 50, particular que controla el estado límite de falla para cimentaciones superficiales.

En la zona D4b y hacia el norte en la zona D4c, hay una presencia mixta de suelos de consistencia blanda, y suelos con consistencia entre firme y rígida. Finalmente, hacia el norte, por el km 16 de la vía a Daule se ha detectado predominancia de suelos con consistencia variable entre firme y rígida, e incluso consistencia muy rígida. Hacia el sur, por el sector de la Isla Trinitaria, se observa predominancia de suelos arenosos en los

primeros 5 m (representados con color gris), aunque en su mayoría se deben a relleno granulares de espesores de hasta 4 m, que pudieron ser evaluados con el CPTu.

En el mapa de variación de s_u entre 5 y 10 m se observa una tendencia similar a la observada de 0 a 5 m, aunque en la zona D4b y D4c norte, la consistencia de los suelos arcillosos es ligeramente menor a la existente en el segmento de suelo suprayacente, existiendo además suelos granulares en ciertos casos. También destaca el hecho de que en las zonas D4c sur y D1 a D3, para los segmentos entre 0 y 5 m, menos de un 25% de las áreas interpoladas presentaban un s_u menor a 25 kPa, mientras que de 5 a 10 m este porcentaje se incrementa. Esto pudiera deberse a la influencia de la capa arcillosa ligeramente consolidada que generalmente se sitúa a 2 m bajo la superficie, estratos consolidados por desecación y fluctuación del nivel freático, particular con menos afectación para arcillas situadas entre 5 y 10 m, donde se han detectado mayormente las capas de suelo menos consolidadas.

4.5.3. Variabilidad de la consistencia en depósitos arcillosos D3

Como se esperaría a priori, entre todas las zonas geotécnicas, es en el sector deltaico estuarino D3 donde se han estimado los promedios más bajos de s_u , con valores entre 25 y 30 kPa en los primeros 10 m, lo que constituye un espesor considerable de arcillas con consistencia blanda en promedio, pero con valores mínimos de alrededor de 10 kPa, equivalente a consistencia muy blanda. Analizando la variabilidad entre subzonas, se ha observado un promedio ligeramente menor en D3b, de alrededor de 5 kPa menor a D3a.

Se puede diferenciar un poco más la resistencia al corte de las zonas geotécnicas D3a y D3b desde los 10 m, donde se han estimado s_u en promedio 1.75 a 2.5 veces mayores en D3a que los detectados en D3b a iguales profundidades; mientras en D3b las estimaciones de s_u varían en promedio entre 40 y 60 kPa desde los 10 hasta los 25 m, en D3a las estimaciones varían entre 70 y 125 kPa.

En ciertos casos, el promedio anteriormente descrito se debe a la presencia de suelos arcillosos de consistencia muy rígida desde los 17 m inclusive, como ya se había indicado previamente en la sección 4.2 para los macro-sectores del Suburbio y Guasmo-Fertisa, y suelos de consistencia rígida en capas suprayacentes; este tipo de perfiles generalmente no son detectados hacia el sector próximo al Estero Salado, al oeste del Suburbio.

Ahora bien, en otros casos estos promedios relativamente altos que elevan consecuentemente el promedio zonal, se deben a la presencia de intercalaciones limosas y de suelos transicionales, que tienen una mayor resistencia a la penetración que los suelos cohesivos. Hilando fino, en estos suelos no siempre se evidencia un claro comportamiento no drenado, por ende la resistencia al corte no es estrictamente no drenada, y en consecuencia esa estimación de s_u podría no ser tan representativa del suelo; sin embargo, para propósitos de este análisis se ha partido de una premisa de clasificación de comportamiento según el SBTn y se ha adoptado por simplicidad la estimación de un s_u para suelos 1, 2, 3, 4 y 9.

Al realizar un estudio geotécnico en los sectores mencionados, una buena práctica sería medir el s_u mediante veletas de campo en las capas más arcillosas con un I_c mayor a 2.95, o estimar el s_u a partir de la resistencia a la penetración del cono para los estratos de suelo con I_c sobre este umbral indicado, para así disminuir la posibilidad de sobre estimar la resistencia por la inclusión de capas sin un claro comportamiento cohesivo.

Otra buena práctica sería clasificar el suelo por el SBTn y adoptar para cada estrato cohesivo el umbral inferior de estimaciones de s_u , discriminando de esta manera las transiciones entre suelo cohesivo y no cohesivo. Por lo indicado en la sección 4.4, no se recomienda emplear mediciones de laboratorio con muestreo inalterado, especialmente a partir de los 10 m de profundidad, salvo que se realicen mediciones in situ y se constate para muestras con baja alterabilidad un buen ajuste local.

Al comparar la variación de los promedios estimados de s_u entre 10 y 15 m, y entre 15 y 20, en los respectivos mapas, se puede destacar como aspecto relevante otra diferencia de comportamiento entre las subzonas deltaico estuarinas. Mientras a profundidades de entre 10 y 15 m se ha estimado una consistencia bastante variable entre muy blanda y rígida (colores de verde oscuro a amarillo), con una mayor presencia de suelos blandos hacia el centro de toda la zona deltaica (D1 a D3); de 15 a 20 m se aprecia un marcado posicionamiento de suelos blandos hacia el oeste, aproximadamente en la zona D3b, y suelos de consistencia rígida e incluso muy rígida (colores naranja y rojo) especialmente en la zona D2 y hacia el nor-oeste de D2 (Fertisa).

Este particular es muy concordante con las estimaciones realizadas por Vera, según las cuales la zona D3b presenta T_c mayores a 1.6; a mayor espesor del depósito de suelo, por lo tanto, se han detectado suelos blandos a mayores profundidades en este sector. Además, no se observan intercalaciones de arena (color gris) hacia la zona D3b, mientras que sí se detectan estos materiales en D3a.

Lo observado en los mapas de variación de s_u entre 10 y 20 m también sustenta en cierto grado la premisa sugerida en la sección 4.2.3., en la que se indicaba que la zona D2 (menores espesores de suelos arcillosos), podría tener una extensión un poco mayor a la indicada actualmente, aunque se deberían realizar más sondeos profundos que corroboren o descarten esta hipótesis.

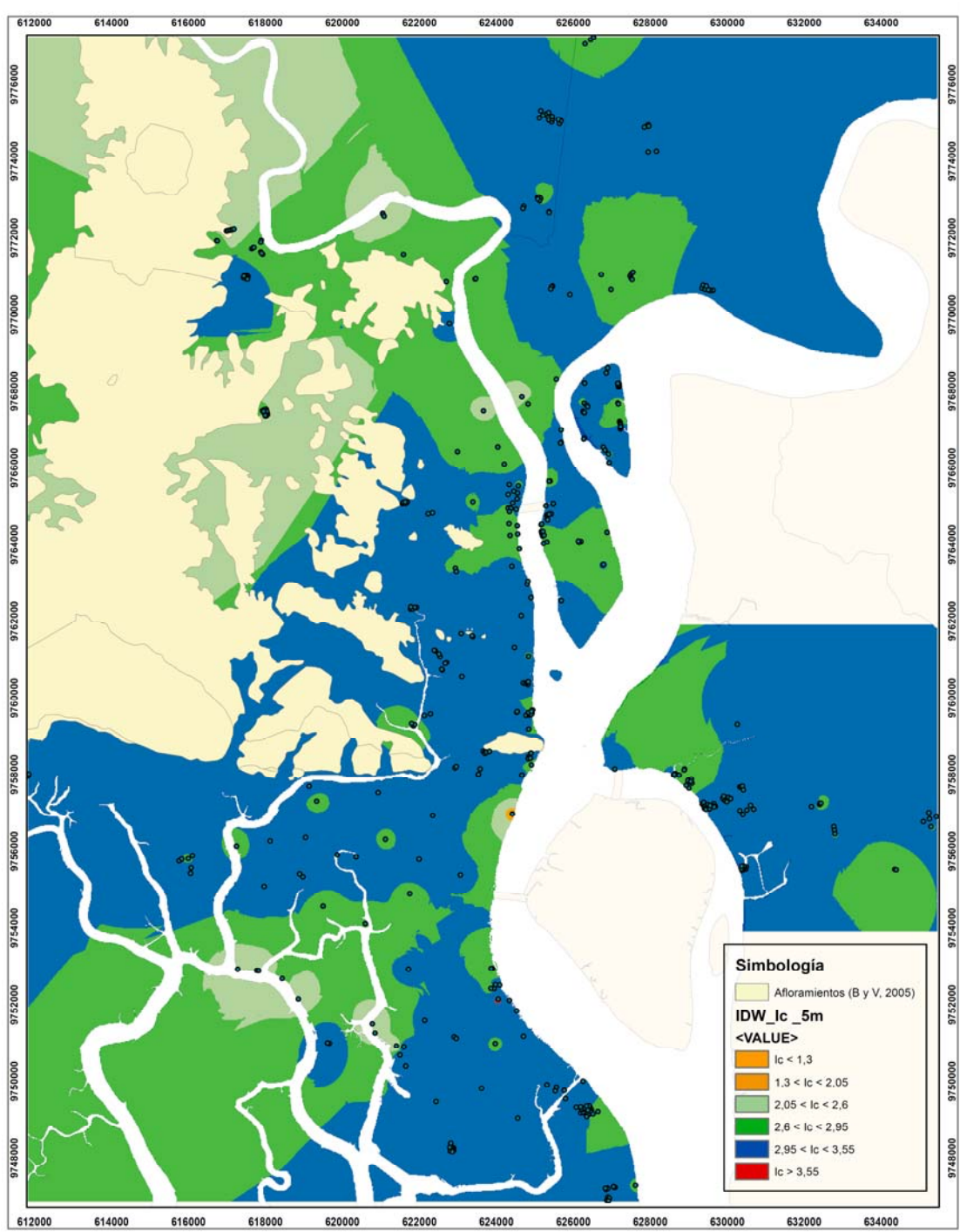


Figura 4.5.1. – Mapa de interpolación de estratigrafía promedio inferida de 0 a 5 m a partir de los sondeos CPTu, según I_c SBTn (técnica IDW)

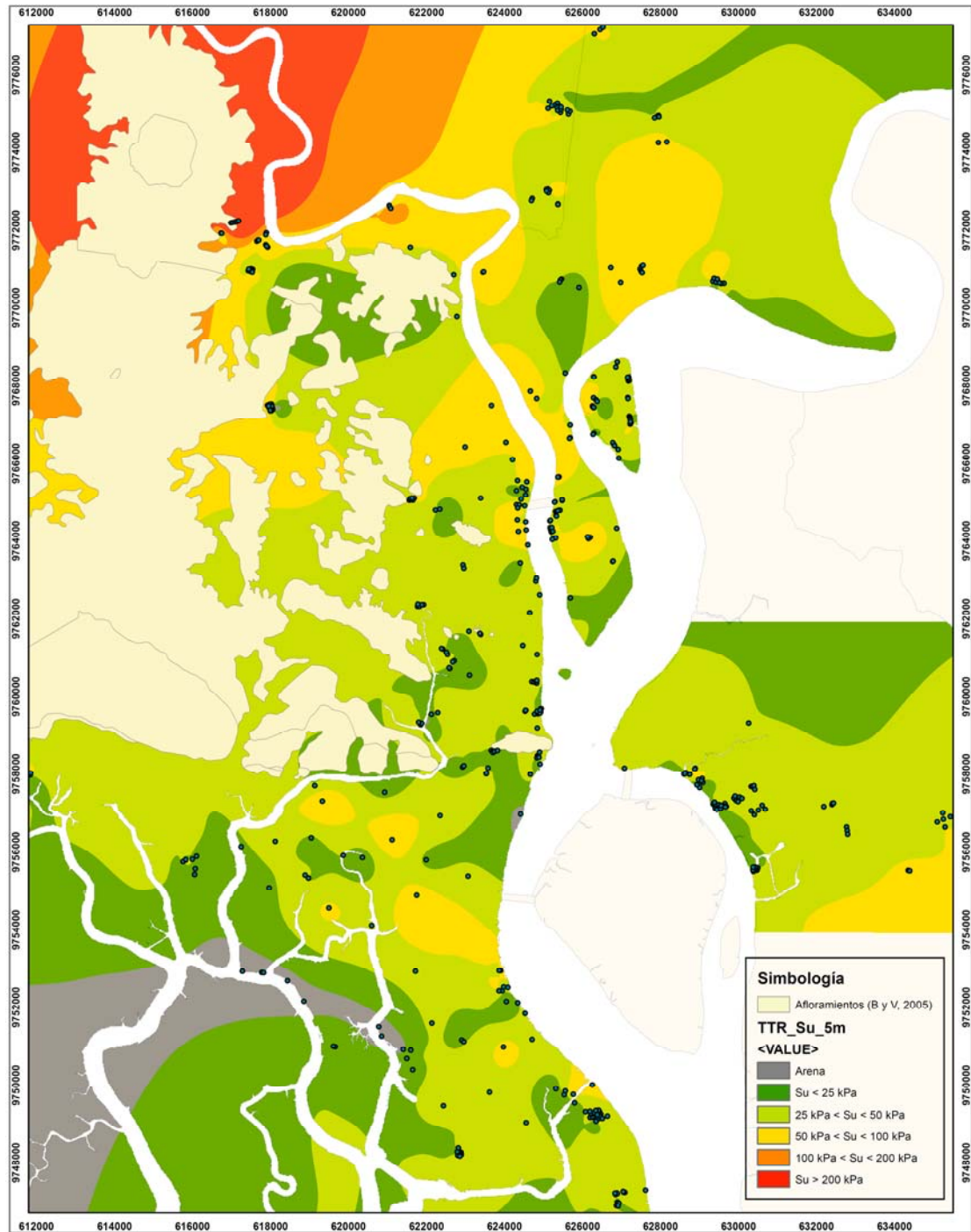


Figura 4.5.2. – Mapa de interpolación de s_u estimada en promedio de 0 a 5 m a partir de los sondeos CPTu (técnica Topo to raster, TTR)

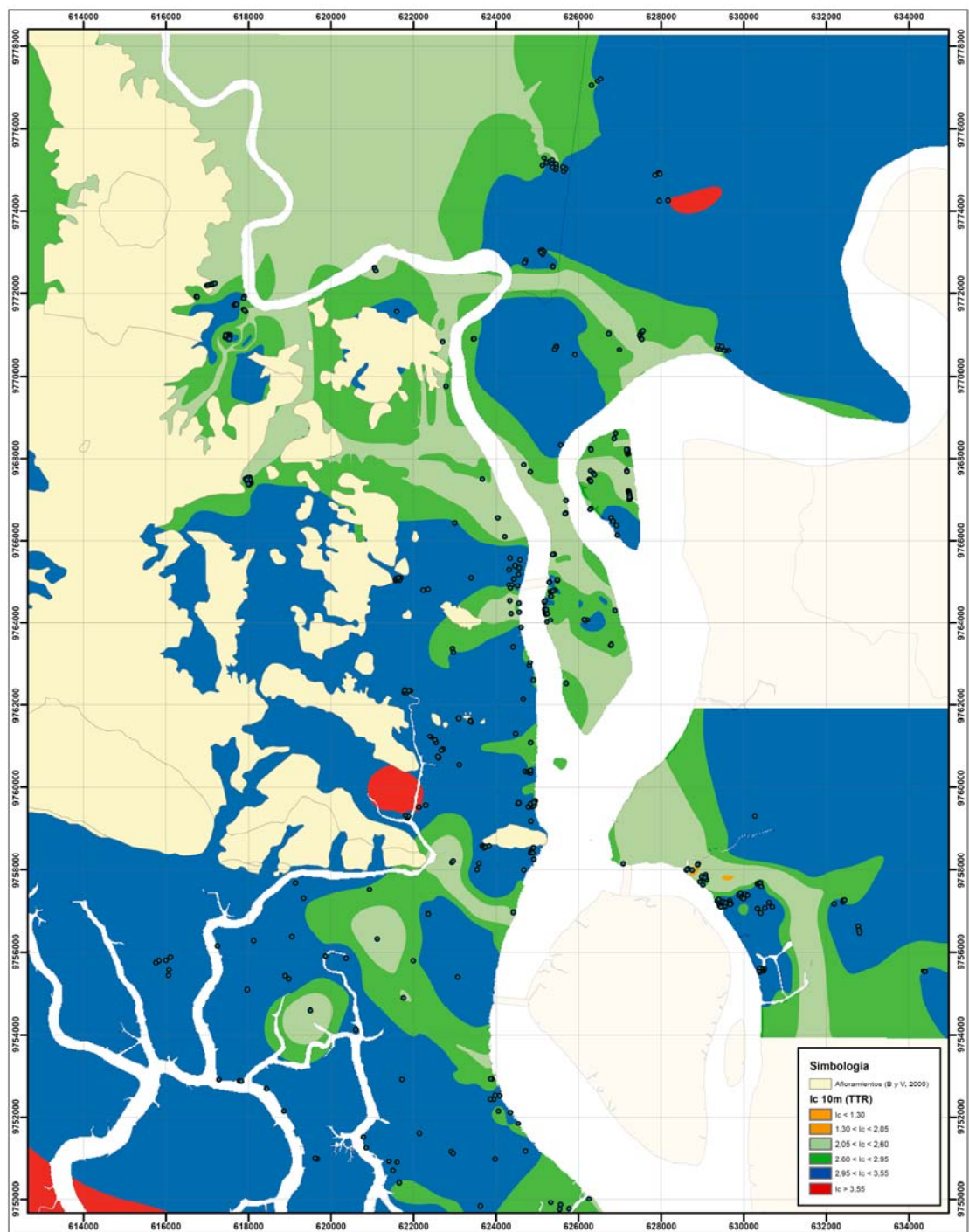


Figura 4.5.3. – Mapa de interpolación de estratigrafía promedio inferida de 5 a 10 m a partir de los sondeos CPTu, según I_c SBTn (técnica TTR)

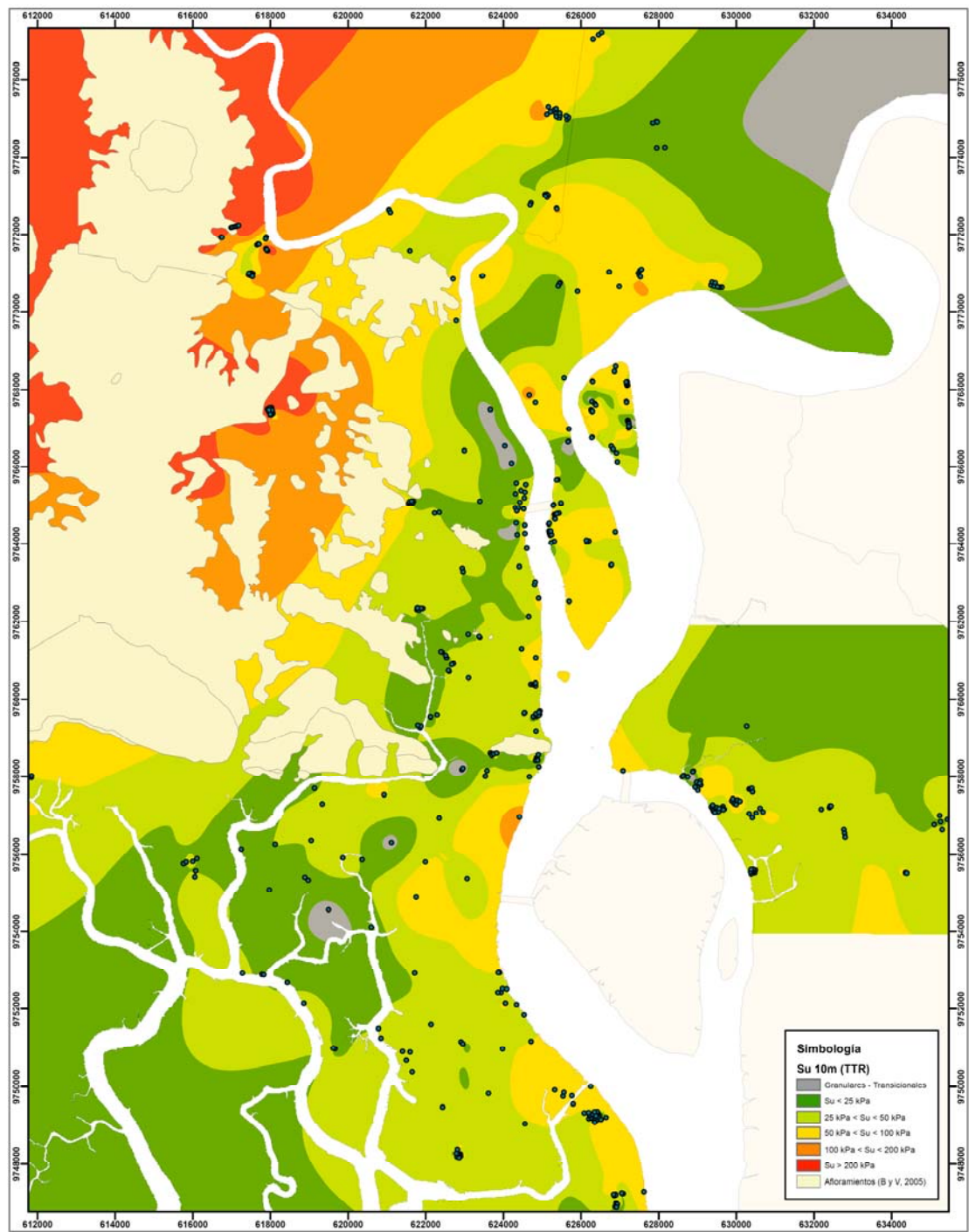


Figura 4.5.4. – Mapa de interpolación de s_u estimada en promedio de 5 a 10 m a partir de los sondeos CPTu (técnica TTR)

4.5.4. Descripción de zonas con comportamiento arenoso

Entre los 5 y 20 m de profundidad de los depósitos de suelo, se han identificado elementos discretos de 5 m con presencia de suelos granulares principalmente hacia el norte, en la llanura aluvial correspondiente a las zonas geotécnicas D4b y D4c norte, así como los sectores de la Isla Mocolí, Samborondón y Daule (se considera Samborondón desde el km 7 de la vía Puntilla-Samborondón, el resto será denominado Puntilla). En promedio, al menos dos segmentos analizados (de los 3 segmentos de 5 m presentes entre 5 y 20 m) superan un 30% de presencia relevante o preponderante de suelos granulares en Mocolí, Samborondón y Daule, mientras que al menos un segmento supera el 20% en la zona D4c y el 35% en la zona D4b.

Particularmente en la Isla Mocolí, se ha detectado un comportamiento predominantemente arenoso de 10 a 15 m de profundidad (68% de los segmentos analizados de 5 m); escenarios similares se observan en latitudes adyacentes a Mocolí en la Puntilla y Guayaquil, así como en los sectores del Buijo Histórico (Col. Alemán H.), y en la vía a Salitre (Urb. V). En estos mismos sectores, subyaciendo o supra yaciendo al segmento anteriormente indicado, se han identificado intercalaciones arenosas, aunque en una presencia ligeramente menor que de 10 a 15 m; es decir, en general en estos sectores hay arenas en algún punto del perfil. Cabe destacar que en Mocolí se reduce significativamente la presencia de arenas a partir de los 20 m de profundidad.

Al analizar estadísticamente, también se puede mencionar que de 10 a 20 m más del 40% de los segmentos tiene un comportamiento arenoso en Mocolí y Samborondón, mientras que en la Puntilla, en todos los casos es menor al 15% en este intervalo.

Hacia el sur, en la zona deltaico estuarina D3, aunque la presencia de arenas es significativamente menor, sí se han detectado estratos con comportamiento granular y transicional en los sectores de La Chala, Puerto Lisa, Parroquia Letamendi, Puente de la Calle 17, entre otros; menos de un 10% de los segmentos analizados entre 5 y 20 m han evidenciado un comportamiento arenoso.

Ahora bien, a nivel general en toda la base de datos, los segmentos de suelo de 5 m de espesor en los que el comportamiento en promedio era predominante arenoso o transicional drenado constituyen un porcentaje bajo, entre el 7 y 15 % de los elementos analizados hasta los 20 m de profundidad; sin embargo, entre 20 y 25 m, un tercio de los CPTs que llegaron a esa profundidad (la cuarta parte de los CPTs disponibles) no presentaron un comportamiento cohesivo predominantemente. Una excepción a esta tendencia de comportamiento se evidencia en Samborondón, y en la Isla Mocolí, donde en términos generales el depósito de suelo se vuelve menos granular de 20 a 25 m.

En D1, hasta un 40% de los segmentos analizados han evidenciado comportamiento granular entre 20 y 25 m de profundidad, particular que podría sustentar lo sugerido en la sección 4.2, de que D1 presenta ciertas características estratigráficas similares a la zona aluvial, pero con arenas situadas en capas más profundas. Por otro lado, en D3, menos de un 16% de los sondeos presentaron un comportamiento granular entre 20 y 25 m.

Aunque a nivel global e incluso al revisar en la mayoría de las zonas geotécnicas, comúnmente hay un bajo porcentaje de segmentos de suelo con comportamiento arenoso, el promedio de D_r estimado a partir de la resistencia de penetración del cono entre 5 y 20 m es entre 43 y 51%, por lo que al menos en términos de promedios generales, cuando se detectan arenas hasta una profundidad de 20 m, estas suelen tener una compacidad medianamente densa o incluso suelta, y son susceptibles a licuación; en la sección 4.6 será más ampliamente abordado este particular (algunas excepciones se podrían encontrar en Samborondón, Daule y en sectores de la zona D4c, de 15 a 20 m). A partir de los 20 m, en sectores como la zona geotécnica D2 y en algunas áreas de Durán se han detectado arenas de compacidad medianamente densa a densa, con susceptibilidad a licuación moderada a baja.

4.5.5. Aspectos relevantes de otros sectores analizados

La zona aluvial denominada D4c abarca una extensión de aproximadamente 38 km² en el sector adyacente al Río Daule, y comprende dos grandes áreas: la zona sur está ubicada aproximadamente entre el Cerro del Carmen y la Formación Cayo (al sur de D4b); mientras que la zona norte se asienta próxima a la Formación Piñón (al norte de D4b). Debido a su gran extensión, se ha analizado brevemente esta zona considerando tres sectores: sur, norte y vía a Daule.

Al analizar estadísticamente por sectores las propiedades geotécnicas esta zona D4c, se puede corroborar lo observado en los mapas correspondientes; es decir, los suelos de las áreas ubicadas hacia el norte presentan una mayor consistencia que aquellos ubicados hacia el sur, y concretamente en las inmediaciones del km 16 de la vía a Daule, se han detectado arcillas de consistencia muy rígida e incluso dura. Mientras en la zona D4c sur, la estimación promedio de s_u varía entre 30 kPa superficialmente y 60 kPa a los 15 m; en la zona D4c norte, el s_u es en promedio mayor a 60 kPa desde los primeros metros de los depósitos de suelo. En el sector de la vía a Daule, el s_u varía entre 60 y 280 kPa.

Además, en la zona D4c sur, las mediciones de I_c varían entre 3.0 y 3.1 en los primeros 20 m, mientras que en la zona D4c norte, el I_c en promedio disminuye linealmente con la profundidad entre 2.7 y 2.3 en igual intervalo. Por otro lado, en el sector de la vía a Daule, entre los km 15 y 16, el I_c varía entre 2.6 y 3. Esto corrobora lo señalado en el análisis por macro-sectores de la sección 4.2.4., donde se indicaba para los CPTs caracterizados detalladamente que los perfiles tipo I correspondientes a suelos arenosos y transicionales, habían sido detectados generalmente hacia el norte, mientras que se identificaba una mayor presencia de fracciones arcillosas hacia D4c sur. La característica mencionada podría estar relacionada con una influencia mixta estuarina-aluvial, puesto que D4c sur se encuentra en promedio a 1.5 km del brazo de estero adyacente a la Kennedy, a diferencia de la zona D4c norte, donde los suelos tendrían influencia aluvial y coluvial.

4.5.6. Limitaciones de la descripción realizada

Se debe hacer hincapié en que la información mostrada en los mapas tiene varias limitantes. Una de ellas es que solo se interpola la información disponible en cada capa; es por esto que, por ejemplo, hacia el norte por la vía a Daule se observa un mayor porcentaje de suelos de consistencia rígida (color rojo) entre 10 y 15 m que entre 15 y 20 m, lo cual debe ser entendido en el marco de que existen sondeos que rechazaron en suelos rígidos existentes de 10 a 15 m, sin que eso necesariamente indique que esta consistencia no continúa de 15 a 20 m, a pesar de que no se haya medido. Estos detalles pueden asimilarse complementando los mapas de interpolación con las tablas de los promedios zonales de I_c , s_u y D_r .

Por otro lado, hay zonas en las que se puede sobreestimar los valores de s_u al clasificar con el SBTn suelos transicionales con alta resistencia a la penetración, y permitir la estimación de la resistencia no drenada (podría ser el caso de la zona D4c norte, por ejemplo). En estos casos es recomendable considerar el umbral inferior de estimaciones, aunque en esta sección se han promediado todos los datos por simplificación, lo que podría representar una limitación. Además, las lecturas de q_t relativamente altas al final de un sondeo podrían haber sido medidas en solo 50 cm o 1 m y aun así haberse tomado como promedio del segmento de 5 m, lo que en ciertos casos podría ser representativo, pero en otros podría elevar injustificadamente los promedios.

Una limitante en el análisis zonal podría ser la existencia de sectores puntuales que eleven el promedio, sin que necesariamente constituya esa una tendencia general de la zona analizada. Este detalle se ha observado en la zona D4c especialmente, dada su gran extensión y su alta variabilidad orográfica; motivo por el cual se ha intentado reducir ligeramente la dispersión al analizar por separado los sondeos realizados alrededor del km 16 de la vía a Daule, donde se detectan materiales competentes a profundidades menores a 15 m.

También se puede destacar que en algunos sectores ubicados hacia los bordes del mapa, no se dispone de suficiente información de entrada para la interpolación; por lo tanto, en general se deberían considerar las escalas de resultados para sectores en los que se dispone de sondeos analizados (464 puntos verdes).

Ahora bien, aun en los sitios en los que existe una mayor densidad de exploración, factores relativos a la dispersión de datos (errores de medición, variabilidad aleatoria, etc.), la incertidumbre estadística, la incertidumbre epistémica, entre otros factores, limitan significativamente la precisión de los resultados de una investigación geotécnica de este calibre.

Adicional a esto, no se han realizado correlaciones estadísticas entre las variables de análisis, porque aunque la base de datos es amplia, existen zonas en las que la densidad de información disponible es mejorable y en consecuencia las técnicas geoestadísticas de interpolación no necesariamente constituyen una metodología eficaz para la presentación de resultados. Dicho de otra manera, no se ha estimado la certeza de predicción del

modelo, pero a cambio de eso, es posible contar con superficies de interpolación que generalmente pasan en los 464 puntos por resultados de análisis geotécnicos evaluados específica y detalladamente; y en un total de 1289 puntos se cuenta con datos analizados a nivel preliminar, que pueden aportar con información significativa a nivel de planificación de una campaña de exploración para un estudio geotécnico específico. Si se hubiera estimado la certeza de un modelo geoestadístico de interpolación (p. ej., kriging), los resultados obtenidos en cada punto no necesariamente hubieran sido capturados en la superficie del ráster de salida. Incluso para los mapas de estratos rígidos, donde se dispone de 1289 puntos, los métodos geoestadísticos no permitían una buena predicción en ciertas zonas, menos aún con 464 sondeos considerados en los análisis de esta sección.

Finalmente, se debe indicar que aunque la técnica de interpolación topo to raster presenta resultados más ajustados a los valores locales que las técnicas geo-estadísticas, sigue siendo una metodología con ciertas características globales, en la que se suaviza la superficie de salida, y pueden existir puntos en los que el resultado no necesariamente corresponda al dato de entrada. Si se quisiera que cada punto de entrada esté incluido en la superficie de salida, se debería usar una técnica local como IDW, en detrimento de la continuidad de la superficie.

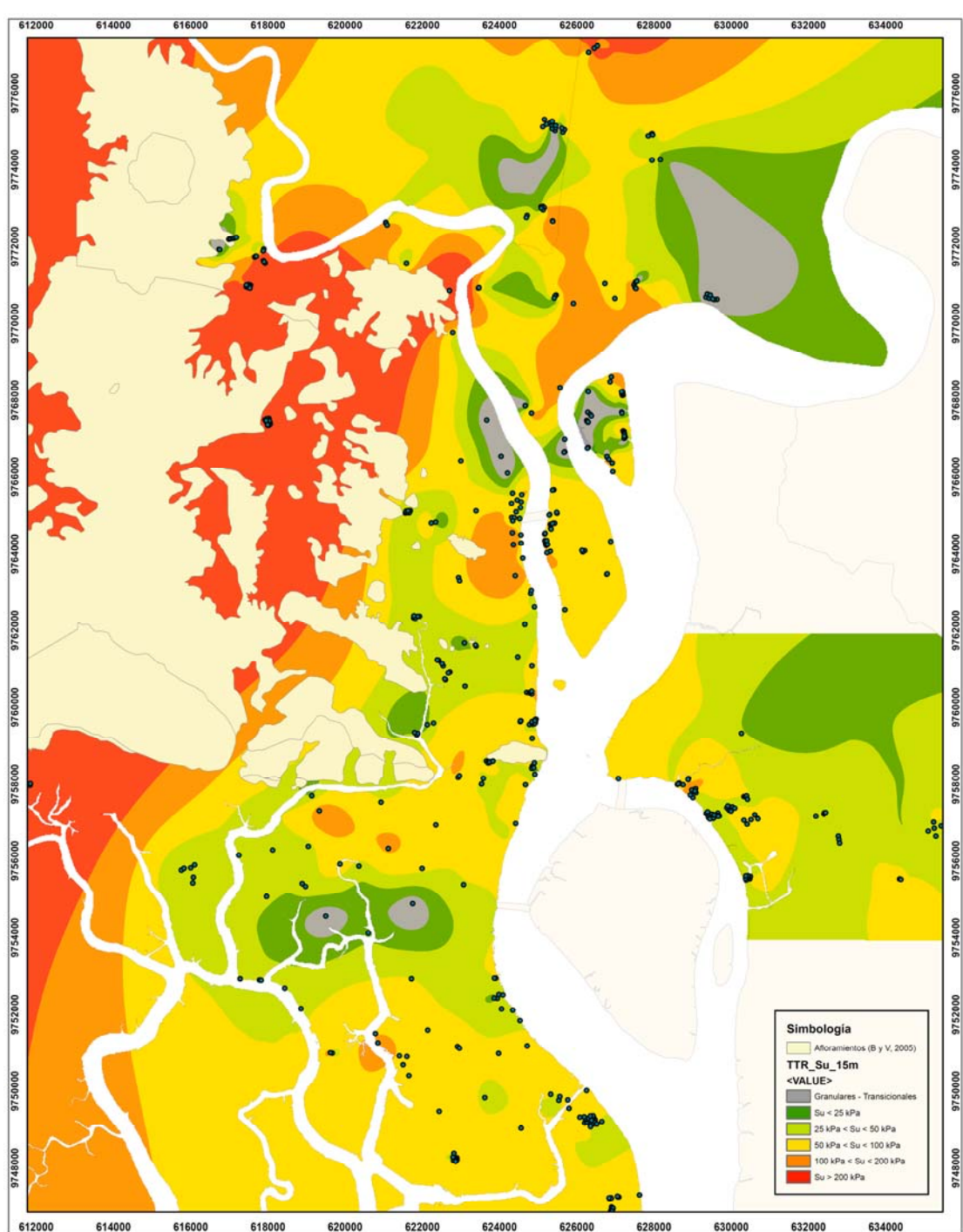


Figura 4.5.5. – Mapa de interpolación de s_u estimada en promedio de 10 a 15 m a partir de los sondeos CPTu (técnica TTR)

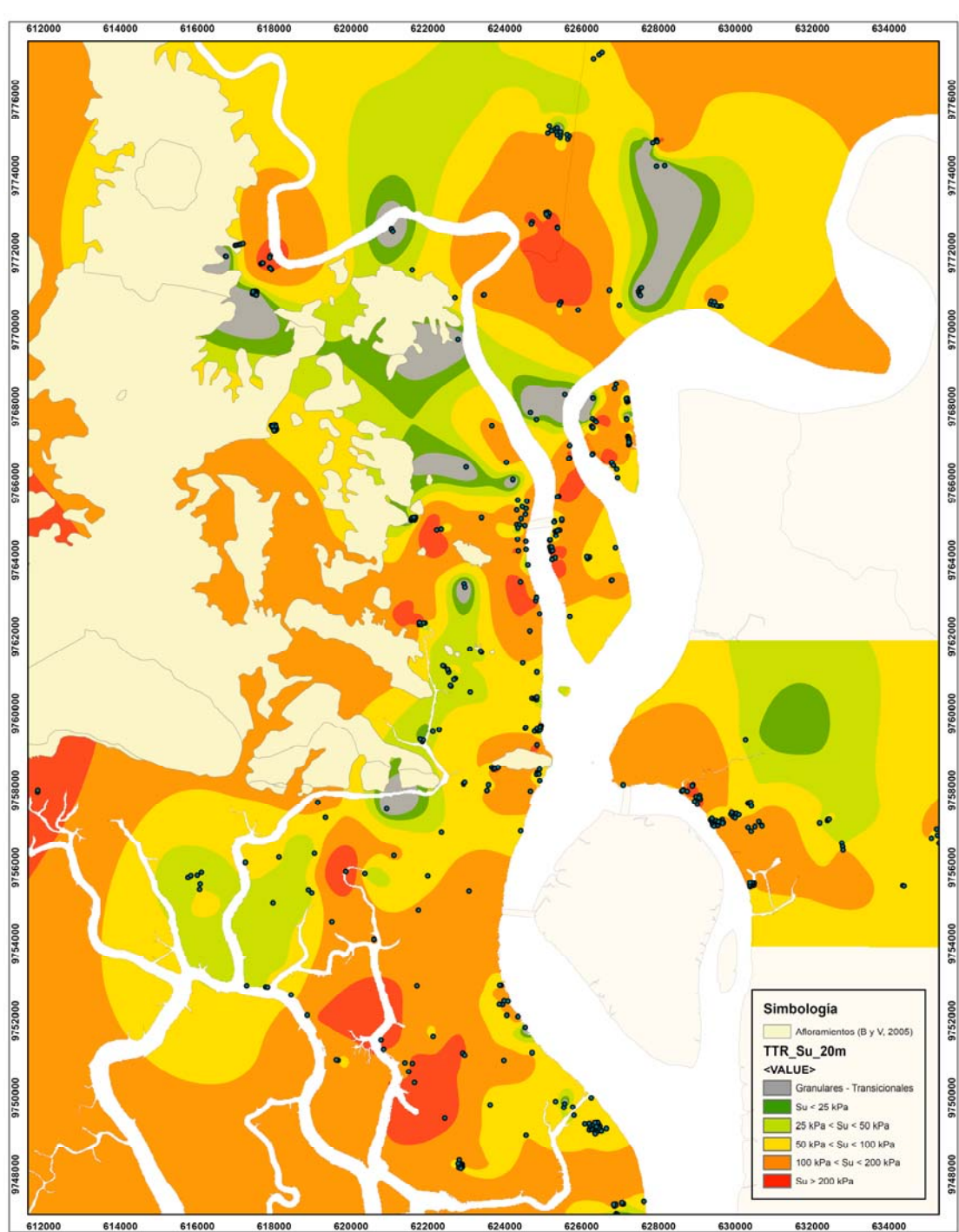


Figura 4.5.6. – Mapa de interpolación de s_u estimada en promedio de 15 a 20 m a partir de los sondeos CPTu (técnica TTR)

4.6. Susceptibilidad a licuación

Se han procesado y analizado en total 464 sondeos CPTu, con el fin de evaluar algunas propiedades geotécnicas; tales como: la variación espacial de la resistencia al corte, la estratigrafía y la susceptibilidad a licuación. Este último apartado es analizado en esta sección.

Se destaca una vez más lo apropiado de ejecutar estos análisis con la base de datos disponible de CPTs, considerando que este ensayo permite detectar intercalaciones limo arenosas que fácilmente podrían ser obviadas durante un sondeo de perforación; puesto que en muchos casos se detectan lentes de menos de 10 cm que a pesar de estar intercalados con suelos cohesivos, pueden afectar significativamente la generación de deformaciones post-licuación de todo el perfil de suelo. Se han procesado en total más de 3 millones de mediciones directas realizadas en campo, con la ayuda de herramientas computacionales; ciertamente el análisis de tal cantidad de información sería menos viable a partir de perforaciones.

Luego de estimar para cada sondeo la variación del FS contra licuación, para una demanda sísmica de $M_w=7.5$ y $PGA=0.4$ g (véase sección 3.4.1.), se han calculado los índices LPI (Iwasaki & Tokida, 1981) y LSN (Tonkin & Taylor Ltd, 2013); así como las deformaciones verticales post-licuación en campo libre para los primeros 20 m, y posteriormente para todo el perfil (Zhang, Robertson, & Brachman, 2002). Para cada sondeo, por lo tanto, se ingresaron en total 4 valores a la base de datos, que fueron usados como información de entrada para la interpolación de una superficie suavizada que pasa por cada punto; al igual que en las secciones precedentes, esta superficie ha sido generada con la herramienta topo raster de ArcGIS, por los motivos ya expuestos.

El LPI es un indicador de susceptibilidad a licuación que se fundamenta en la estimación de un FS empleando una función de ponderación lineal con la profundidad de los estratos de suelo existentes hasta los 20 m y guardando proporcionalidad con el espesor de la capa susceptible; mientras que el LSN es un número que resulta de la integral en los primeros 20 m de las deformaciones volumétricas ponderadas inversamente a la profundidad del estrato, y directamente proporcional al espesor discreto considerado. El planteamiento matemático de las ecuaciones de ambos indicadores sugiere una mayor afectación de capas licuables más superficiales con LSN que con LPI, lo que resulta apropiado considerando que el LSN es un indicador de daño asociado a licuación en cimentaciones superficiales.

El LPI de un elemento dz de suelo solo aporta al LPI total si es que el FS contra licuación es menor a 1; mientras que el LSN es calculado íntegramente para diferenciales de suelo con FS menor a 2 en los primeros 20 m, lo cual resulta plausible desde la perspectiva del daño generado, puesto que no hace falta que un elemento tenga FS menor a 1 para que potencialmente acumule deformaciones y daño a la cimentación.

Por otro lado, los asentamientos verticales (S) por reconsolidación son estimados en campo libre y sin corte inducido; para esto se integran las deformaciones volumétricas en la profundidad de interés, las mismas que son estimadas en función de la resistencia a la

penetración del cono y el FS de la capa considerada hasta un límite de 2; la profundidad de interés generalmente es 20 m, pues este es el espesor máximo en la cual se han evidenciado los efectos de la licuación en los casos de estudio existentes; adicional a esto, se han estimado las deformaciones verticales en el perfil completo de suelo.

Los sectores en los que los asentamientos en todo el perfil (S full) son mayores a los asentamientos generados por los primeros 20 m (S), sugieren la presencia de depósitos limo-arenosos situados a partir de los 20 m. Resulta relevante analizar la diferencia entre ambas estimaciones en la medida en la que se requiera implantar cimentaciones de tipo profunda para un proyecto. Es común que ciertos sectores (p. ej., en la zona geotécnica D1) presenten estratos arenosos de compacidad medianamente densa o incluso suelta por debajo de los 20 m, y que se requiera cimentar un proyecto con pilotes; en estos casos, se requiere la evaluación del plano neutro del sistema de cimentación, y dependiendo del planteamiento del proyecto, en algunos casos se debería asegurar que esté situado por debajo de las capas licuables. Contrastar ambos mapas, por lo tanto, puede servir de una guía de tipo inicial en este objetivo.

Para la presentación del mapa de LPI se han seleccionado 5 intervalos de resultados: LPI menor a 2, LPI entre 2 y 5, entre 5 y 10, de 10 a 15, y finalmente LPI mayor a 15; aunque se ha evaluado el LPI según Iwasaki, los intervalos mostrados consideran algunos umbrales indicados por Sonmez (Sonmez, 2003), con el fin de visualizar e interpretar idóneamente los resultados según la escala de colores. Por lo tanto, todas las áreas mostradas con color verde oscuro o verde claro, representan sectores con un riesgo bajo de ocurrencia de licuación, mientras que el color amarillo representa un riesgo moderado (LPI de 5 a 10), y los colores naranja y rojo muestran sectores con un riesgo alto a muy alto de manifestación de licuación ante la demanda analizada.

En la generación del mapa de LSN, se consideraron asimismo 5 intervalos, dispuestos así: LSN menor a 5 (verde oscuro), LSN entre 5 y 15 (verde claro), entre 15 y 25 (amarillo), de 25 a 35 (naranja), y LSN mayor a 35 (rojo). Se ha pretendido que la significancia de estos colores guarde similitud con la escala de LPI, aunque estos dos indicadores cuantifican diferentes efectos con diferente ponderación. En este contexto de análisis, un LSN menor a 15 (zonas con tonalidades verdes) representa un factor de daño asociado a licuación en cimentaciones superficiales menor a inexistente; un LSN entre 15 y 25 (color amarillo) representa un daño moderado; mientras que si el LSN es mayor a 25, el daño anticipado es severo.

Aunque estrictamente hablando los umbrales deberían ser 20, 30 y 40 para daño menor a inexistente, moderado y severo, se ha adoptado 15, 25 y 35 de manera conservadora. El motivo es que existen CPTs en los que no se ha podido medir la resistencia a la penetración dentro del material de relleno superficial, sin que ello necesariamente signifique que el material tiene la compacidad necesaria para no provocar susceptibilidad a daño (p. ej., en la Isla Mocolí). Se realiza esta consideración con el LSN porque de los indicadores mostrados es el que por definición evidencia mayor afectación por capas superficiales licuables. Aún con estas consideraciones adoptadas, se debería corroborar en todos los casos la afectación al LSN de las deformaciones volumétricas estimadas para las capas de relleno.

Cabe señalar en este apartado, que una limitante ampliamente atribuida al CPTu es la dificultad para la obtención de mediciones en suelos de alta compacidad, elevada rigidez, suelos residuales cerca de límites de meteorización o materiales de relleno muy compactos. Considerando que en Guayaquil y los sectores adyacentes analizados de Daule, Samborondón y Durán, abundan los sitios con presencia superficial de relleno, se podría llegar a la errónea conclusión de que la aplicabilidad del CPTu en ciertos sectores no es plausible; sin embargo, el CPTu puede ser complementado con ensayos de penetración dinámica en el espesor de relleno (p. ej., Dynamic Penetration Super Heavy, DPSH), a partir de los cuales se puede estimar un N_{SPT} y consecuentemente la susceptibilidad a licuación de los estratos muy superficiales en los que no se haya realizado CPTu.

Finalmente, en los mapas de asentamientos post-licuación, la escala de colores es similar a las anteriores, indicando un rango bajo de afectación con color verde (hasta 5 cm), afectación moderada con color amarillo (entre 5 y 15 cm), y color naranja y rojo para afectaciones altas y muy altas (entre 15 y 30 cm, y más de 30 cm).

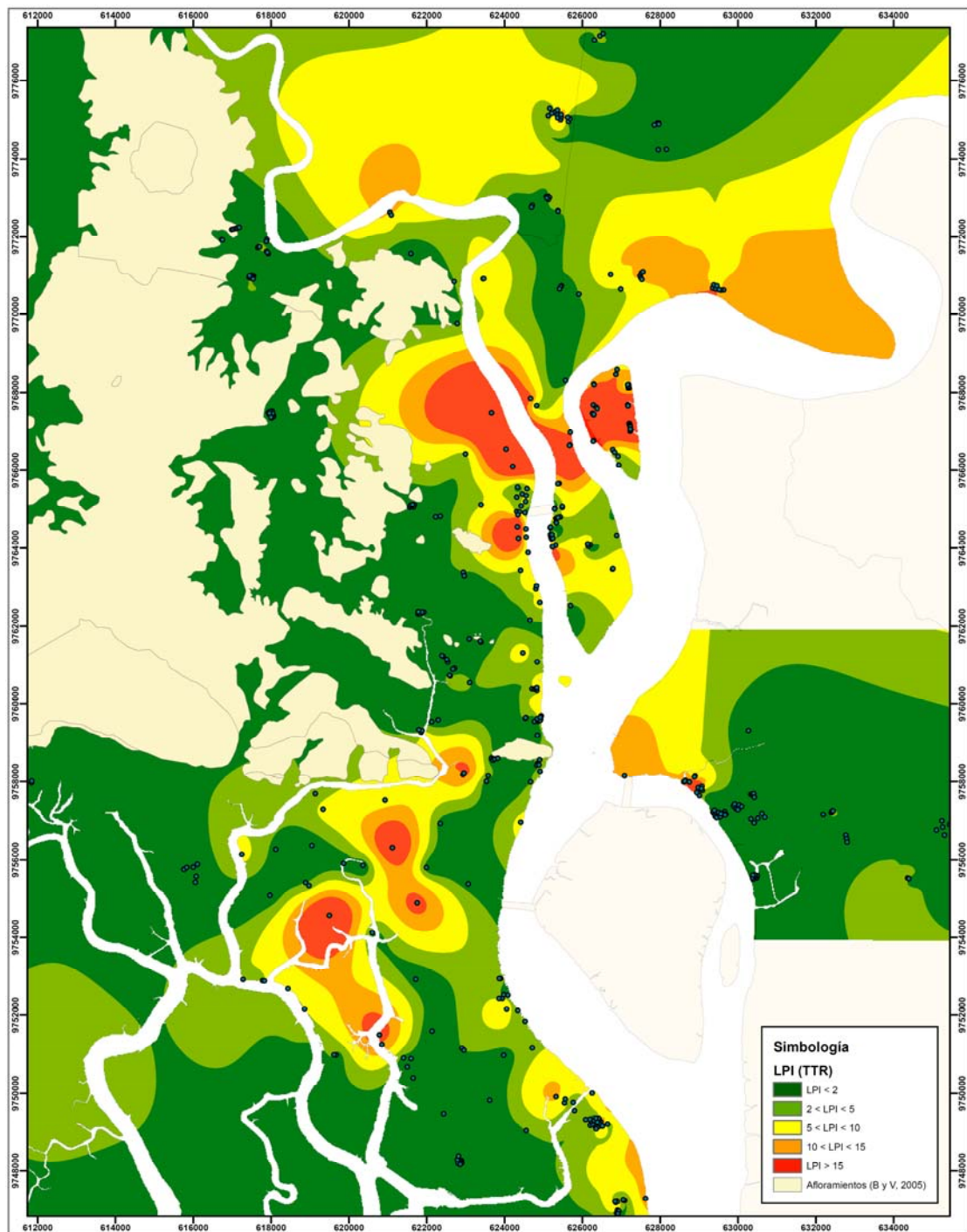


Figura 4.6.1. – Variabilidad de LPI estimado a partir de 464 sondeos CPTu

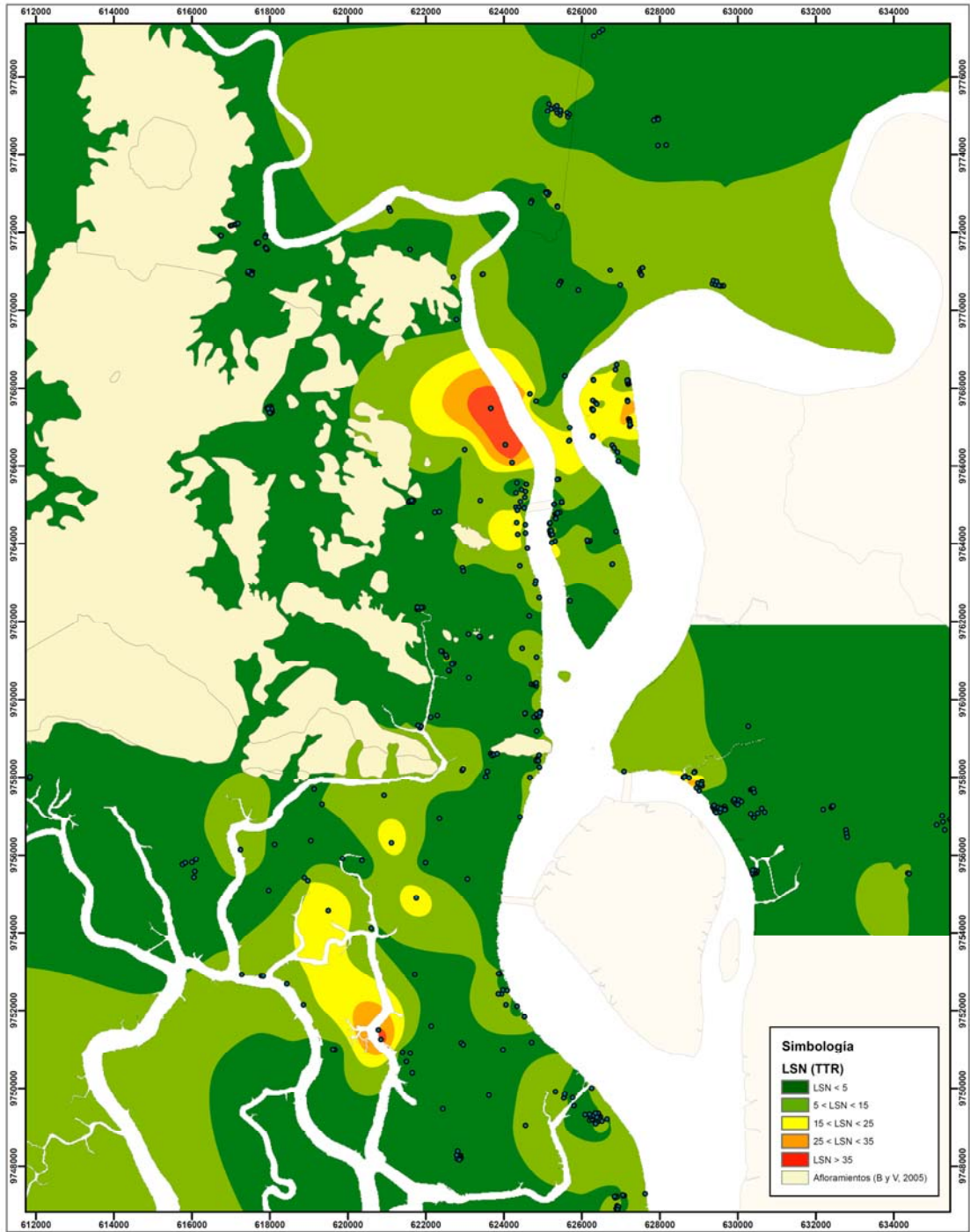


Figura 4.6.2. – Variabilidad de LSN estimado a partir de 464 sondeos CPTu

4.6.1. Análisis comparativo entre los indicadores de riesgo y daño

Al comparar los mapas de LPI y LSN, se puede notar que existen diferencias significativas y también aspectos concordantes entre las respectivas estimaciones del nivel de riesgo y del nivel de daño. Se mencionan subsiguientemente algunas similitudes y divergencias encontradas.

Ambos indicadores coinciden en señalar como sectores de mayor riesgo y daño asociado a licuación a aquellos situados hacia el norte en la zona aluvial, específicamente en la Isla Mocolí y en latitudes adyacentes en la Puntilla (km 5) y Guayaquil (km 3 a 4 de la Autop. Terminal-Pascuales).

Otro aspecto coincidente entre los mapas de LPI y LSN es que en el sector sur-oeste de la Isla Mocolí con ambos factores se ha obtenido un índice de riesgo y un factor asociado a daño bajo; esto se debe a la presencia de potentes estratos de suelos finos cohesivos en los primeros 20 m en estos sectores, aspecto bastante peculiar considerando el comportamiento general de la Isla. De hecho, en uno de los sitios que evidenciaron este comportamiento, se han realizado sondeos de perforación, corroborando que aunque algunas capas de suelo reflejan con el CPT valores de I_c de entre 2.4 y 2.6, algunas muestras indican un comportamiento esencialmente plástico. Este tipo de perfiles corresponde a uno de los 4 tipos detectados en la caracterización de Mocolí, los mismos que aunque no fueron abordados detalladamente en la sección 4.2. han sido incluidos como parte del Anexo III de esta tesis.

En la zona deltaico estuarina D3a y b del sector de la Kennedy y Urdesa, se puede apreciar también una alta correspondencia entre los valores calculados de LSN y LPI, siendo para ambos indicadores bajo el riesgo y el factor de daño.

Ahora bien, al revisar los sectores de Samborondón y Daule (recordar que se ha denominado Samborondón a los sectores situados desde el km 7 de la vía Puntilla-Samborondón hacia el norte), donde en la sección 4.5 se indicó la presencia de estratos arenosos, se puede observar que el LPI estimado en general es menor a 10 en Daule (riesgo moderado) y entre 5 y 15 en las zonas más críticas de Samborondón (riesgo moderado a alto), mientras que el LSN en todos los casos es menor a 15 (daño menor o inexistente).

Que el LPI sea menor a 10 en el sector de Daule, pero esté acotado en 15 en Samborondón pudiera estar relacionado con el hecho de que en algunas capas de arena la densidad relativa estimada en promedio en Daule, es mayor al 55%; mientras tanto, en Samborondón, a similares profundidades la compacidad es ligeramente menor. Ahora bien, el LSN en todos los casos es menor a 15 (daño menor) aunque en los mapas de caracterización se indicó una presencia notable de arenas en relación a otros sectores.

Lo indicado anteriormente podría estar ligado a la disposición de los estratos arenosos susceptibles; tanto en Samborondón como en Daule, la medición promedio zonal de I_c en todos los segmentos situados a menos de 10 m superaba el I_c límite para comportamiento arcilloso-limoso (2.95), mientras que a partir de los 10 m de profundidad, el I_c promedio es menor a 2.95 (en Samborondón es menor o cercano a 2.6, inclusive); por lo tanto, el

comportamiento arenoso se evidencia principalmente a partir de los 10 m de profundidad, con una mayor influencia de la capa suprayacente en promedio mayoritariamente cohesiva.

Se pueden corroborar estos promedios zonales, por ejemplo, al revisar específicamente los CPTu realizados en el sector del Buijo Histórico, donde se observa la presencia de bancos de arena ($I_c=1.6-2$) de compacidad medianamente densa especialmente desde los 8 m de profundidad, sobre la cual yacen arcillas ($I_c > 3$) que propician la mitigación de los efectos de daño en la superficie.

Resulta concordante, entonces, que el LSN sea relativamente bajo en estos sectores, puesto que este indicador es más sensible que el LPI a la superficialidad de los estratos licuables; mientras que atribuye una menor afectación por estratos más profundos que subyacen a suelos cohesivos superficiales. Se podría concluir para las zonas indicadas, al menos según lo sugerido por estos índices, que el factor de daño en cimentaciones superficiales asociado a licuación es menor para la demanda sísmica considerada, a pesar de la existencia de estratos arenosos con compacidad en general medianamente densa.

Sin embargo, que el LSN sea bajo, no significa de ninguna manera que no se vaya a producir licuación ante la demanda considerada, sino que los efectos en cimentaciones superficiales no serán necesariamente dañinos. Para cimentaciones profundas, taludes, muros y otras obras geotécnicas semejantes, el simple hecho de que exista un estrato licuable, debería ser motivo de consideración para una idónea mitigación del daño; cuando el LSN es alto y existen cimentaciones superficiales, se debería estimar la capacidad de carga mediante modelos bicapa (Meyerhof y Hanna, 1978) considerando la licuación de cualquier estrato arenoso superficial, adicional a las medidas de mitigación para los estados límites de servicio.

Otra diferencia entre los resultados mostrados de LPI y LSN la constituye el riesgo de licuación alto a muy alto estimado con el LPI en algunos sectores del Barrio Garay, La Chala, Puerto Lisa, Parroquia Letamendi, en las Esclusas hacia el sur de la zona D1, y alrededor del km 4 de la vía Durán-Tambo; que al contrastarlo con el número de severidad de daño difiere puesto que se estima un factor menor o como máximo moderado. Al igual que en los sectores analizados de Daule y Samborondón, esto se debe en gran medida a la influencia de los estratos cohesivos dispuestos superficialmente, que podrían mitigar el daño provocado en cimentaciones superficiales por las capas arenosas licuables subyacentes.

Por otro lado, hacia el noroeste de Fertisa, se observa en ambos indicadores un riesgo y factor de daño altos. Según los sondeos disponibles en ese sector, se detectaron en los primeros 5 m suelos granulares (en su mayoría posiblemente material de relleno) con D_r entre 20 y 60%, altamente susceptibles a licuación; al encontrarse tan superficialmente estas capas de suelo granular, el factor de daño estimado (LSN) es alto, al igual que el índice de riesgo (LPI). Esto ejemplifica la importancia anteriormente indicada de medir la resistencia a la penetración en el material de relleno (con DPSH o SPT si es que no es posible hacerlo con el CPTu), puesto que existen sectores en los que se conforman rellenos que en principio constituirían un material de mejoramiento, pero que resultan susceptibles a licuación y por lo tanto perjudican la respuesta en condiciones sísmicas.

Nótese que se han mencionado sectores susceptibles a licuación que en términos generales no evidenciaban comportamientos predominantemente arenosos en cada segmento de análisis: Durán, Barrio Garay, Esclusas, entre otros. Este particular ejemplifica la ventaja de contrastar varios mapas en el análisis de una zona en particular a partir de los resultados generales mostrados; existen sectores en los que aunque el comportamiento en segmentos de 5 m no es en promedio predominantemente arenoso (según la metodología de clasificación y presentación de resultados asumida para este trabajo), la existencia de capas limo arenosas sí inciden significativamente en la susceptibilidad a licuación, aspecto que se evidencia más al realizar el análisis para un sitio específico.

En otros segmentos ha habido un comportamiento mixto, con una proporción 55-45% entre elementos de suelo arcilloso-arenoso o viceversa, y se han reportado tanto estimaciones de s_u como de D_r , por lo que en los mapas de resistencia al corte no se visualizará el color representativo de arenas (gris); en estos casos resulta aún más relevante complementar la información con el mapa de variación del I_c , en el que cualquier segmento con I_c menor a 2.6, indica la posible presencia de suelos transicionales o arenosos; aunque se hayan estimado valores de s_u y D_r , o este último no haya sido estimado partiendo de la clasificación SBTn.

Se destacan también los resultados estimados con los datos disponibles en la zona sur de la Puntilla, donde se podría anticipar una alta susceptibilidad a licuación debido a su ubicación geotécnica en zonas aluviales. Hasta el km 4 de la vía Puntilla-Samborondón, aprox., se han estimado valores de LSN correspondientes a un daño en cimentaciones superficiales menor o inexistente (salvo para 1 sondeo ubicado hacia el oeste, donde el daño estimado es moderado); sin embargo, con el LPI en la mayoría de los sectores indicados se ha estimado un riesgo a licuación entre bajo y moderado, y un sitio hacia el oeste con riesgo alto.

Al igual que en sectores anteriormente mencionados, esto se debe a la localización de los estratos susceptibles a licuación. En los 3 sondeos en los que el LPI indica un riesgo moderado a alto y el LSN anticipa daño menor o inexistente, las capas arenosas están situadas desde una profundidad de 7 m, y subyacen a un estrato de suelos finos mayoritariamente cohesivos, que mitigan el efecto de la licuación en la superficie, según el indicador LSN. Por otro lado, en el sondeo ubicado hacia el oeste (km 2), se detectaron estratos limo arenosos desde los 4 m, por lo que la afectación en el LSN es consecuentemente significativa.

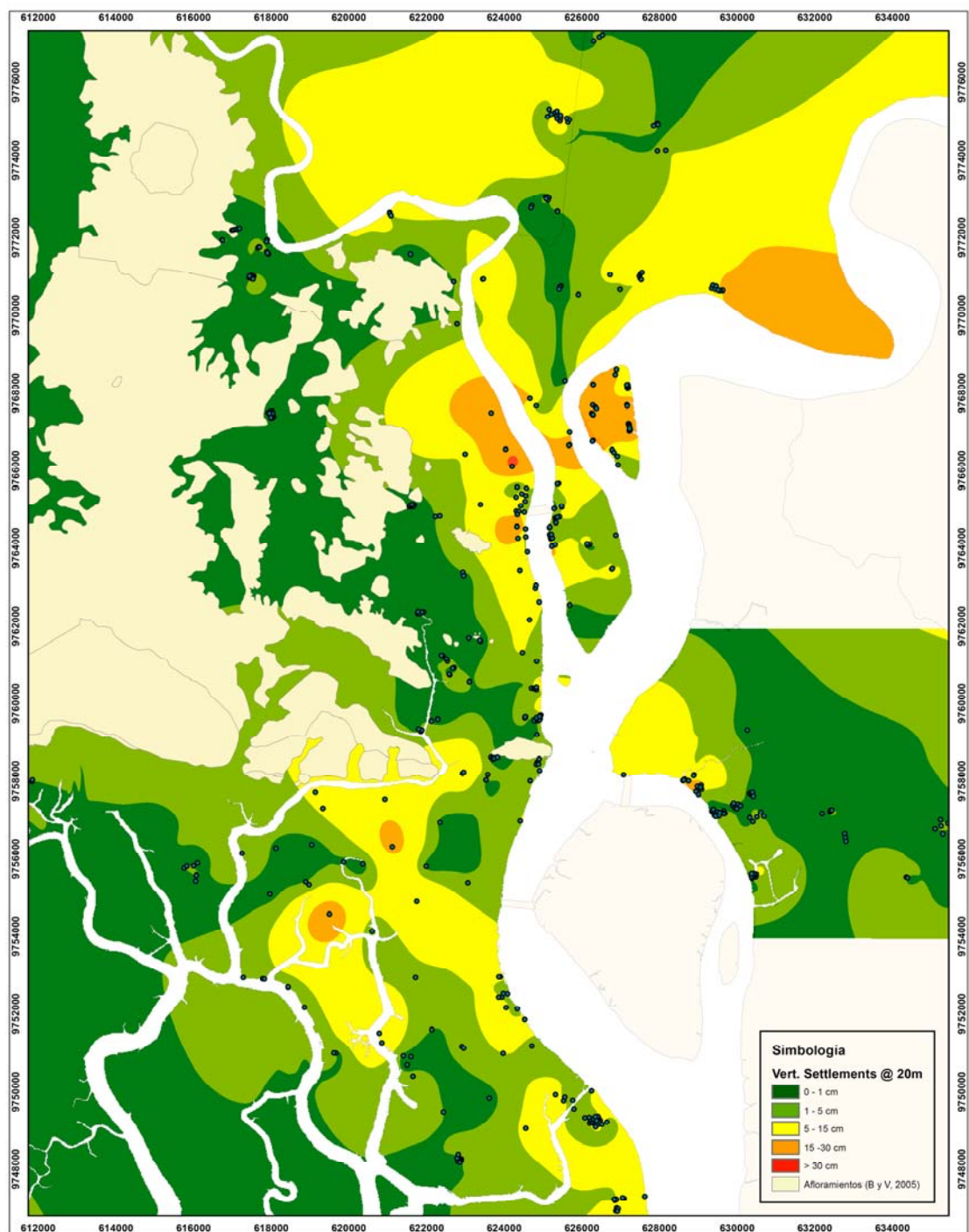


Figura 4.6.3. – Estimación de asentamientos verticales post-licuación considerando los primeros 20 m del perfil

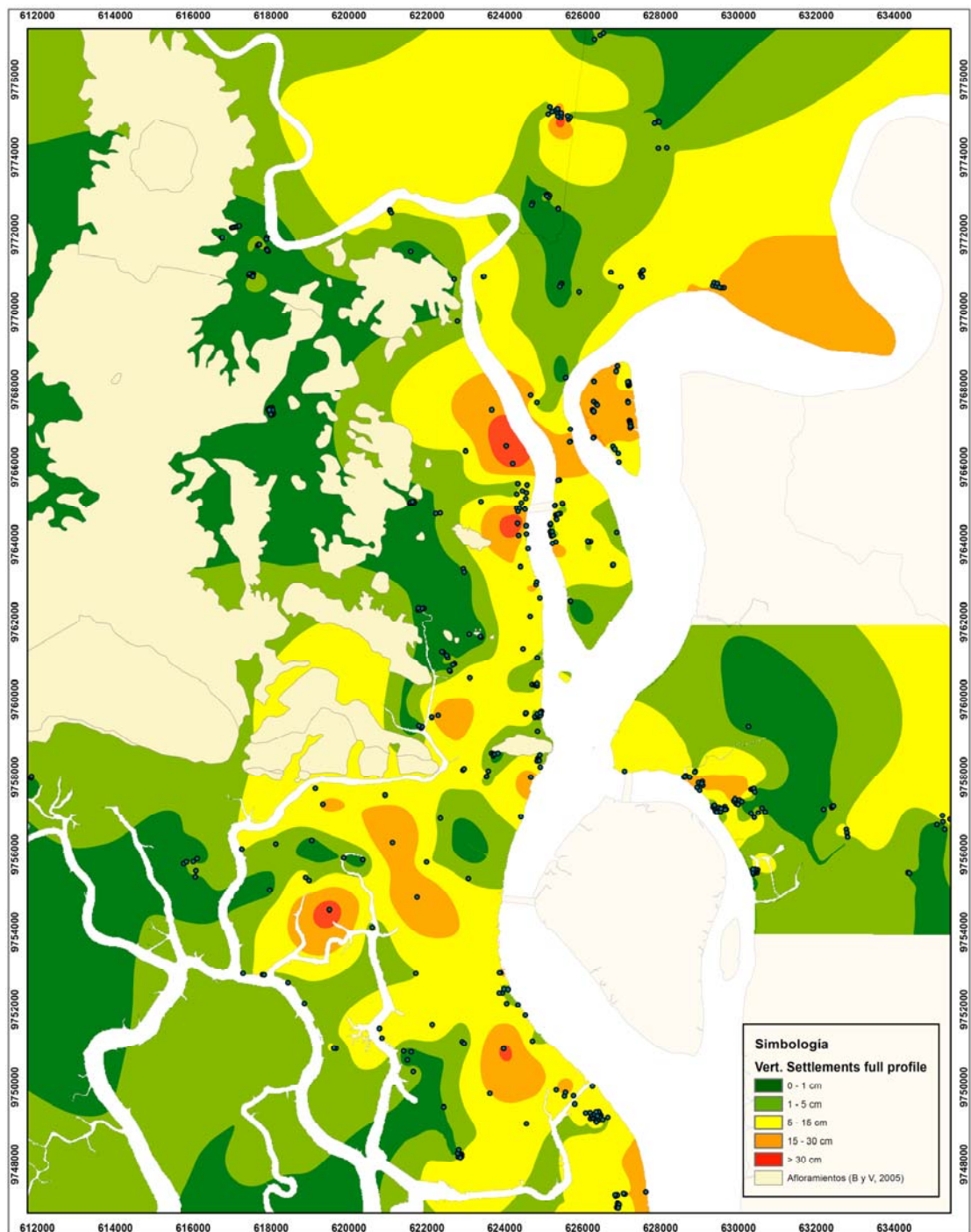


Figura 4.6.4. – Estimación de asentamientos verticales post-licuación considerando todo el perfil explorado

4.6.2. Análisis comparativo entre estimaciones de deformación

Mientras que para los indicadores de riesgo y daño se pondera de alguna manera la afectación de la profundidad de los estratos licuables, en la estimación de asentamientos verticales no se realiza ninguna ponderación con la profundidad; simplemente se integran en la profundidad considerada las deformaciones volumétricas estimadas a partir de la resistencia a la penetración y el FS de cada capa, con un límite de 2 (Zhang, Robertson, & Brachman, 2002), para estimar un total de deformaciones verticales de la columna de suelo en campo libre (se excluyen por lo tanto deformaciones inducidas por esfuerzos cortantes).

Dada la definición específica de este parámetro, se pueden observar diferencias entre el mapa de LPI y el de asentamientos verticales producidos en los primeros 20 m, aunque ambos parámetros son calculados en igual espesor para una misma columna de suelo; estas diferencias son aún más notables con el LSN, por los motivos expuestos en el apartado anterior.

Se ha pretendido uniformizar las escalas de colores de los diferentes mapas para que reflejen condiciones similares ante igual demanda; esto es: el color verde representa asentamientos menores a 5 cm, el color amarillo entre 5 y 15 cm, y los colores naranja y rojo equivalen a más de 15 cm y más de 30 cm, respectivamente.

Para este apartado cabe puntualizar que las estimaciones de asentamientos post-licuación y su respectiva representación en el mapa son relativas y solo se indican de manera referencial. En proyectos que requieran una alta especificidad deberían también considerarse las deformaciones por corte para cimentaciones superficiales y las deformaciones asociadas a la posible eyección del suelo licuable. Esta última causal de deformación, cuya ocurrencia depende en gran medida de la configuración del perfil geotécnico, ha sido relacionado a valores altos del índice LSN.

De los macro-sectores principales en los que se ha estimado con el LPI un riesgo alto de licuación en zonas deltaico-estuarinas, solo en los sectores de Puerto Lisa y La Chala, se han estimado deformaciones verticales mayores a 15 cm al considerar los primeros 20 m de suelo; en el resto de sectores donde se han estimado menos de 15 cm y el LPI indica un alto riesgo de licuación, es posible que el espesor total de estratos licuables sea menor y la localización de las capas licuables esté más superficial, o existan más estratos con FS ligeramente menor que 1. En la mayoría de los sectores aluviales, se han estimado más de 15 cm de deformaciones verticales cuando el LPI ha sido estimado en más de 10, adoptado como riesgo alto de licuación.

Ahora bien, también se ha realizado la estimación de deformaciones verticales considerando la licuación de todo el perfil de suelo investigado, y se han identificado al menos 6 sectores en los que los asentamientos estimados son mayores a 15 cm, aunque en el cálculo de los primeros 20 m se había estimado una magnitud menor; estos sectores son: Esclusas, Floresta, La Chala, norte del Malecón, Vieja Kennedy, km 4 de la vía Durán-Tambo. En la sección 4.2.5. se había mencionado preliminarmente este particular, resaltando las implicaciones de estos resultados simplificados. Al generarse deformaciones

por licuación en estos sectores, en algunos casos correspondientes a la zona deltaico estuarina, la respuesta dinámica se ve afectada, ya sea por la alta disipación de energía asociada a deformaciones (alto amortiguamiento y reducción de la respuesta), o por la generación de picos de alta frecuencia e intensidad que ocurren como resultado de la dilatación en suelos licuables; el efecto entonces podría ser muy diferente al producido en suelos cohesivos con indicios de cementación, los mismos que predominan en diversos sectores estuarinos. En la sección 4.7. se abordará brevemente la relación entre la composición morfológica de las arcillas de Guayaquil y algunas propiedades geotécnicas, con el efecto en la respuesta dinámica.

En el sector de la Floresta y Vieja Kennedy no se había estimado susceptibilidad considerable o daño por licuación con ninguno de los 3 parámetros anteriores (LPI era menor a 5, LSN menor a 15 y los asentamientos menores a 5 cm considerando 20 m de suelo); sin embargo, al estimar deformaciones en todo el perfil, se obtiene una magnitud mayor a 15 cm, indicando presencia de arenas susceptibles a licuación luego de los 20 m de profundidad.

Existen otros sectores en los que habiéndose estimado asentamientos considerables en los primeros 20 m, se ha incrementado la magnitud de asentamientos al calcular todo el perfil, lo que generalmente sugiere la existencia de un depósito de constitución limo arenosa en toda la profundidad explorada.

Anteriormente se ha mencionado que en la zona geotécnica D1 se han detectado intercalaciones arenosas en una frecuencia relativamente más alta que en el resto de las zonas deltaicas, casi al nivel de las zonas aluviales, con la diferencia de que los estratos de arena, generalmente se encuentran a mayores profundidades; este particular puede ser corroborado al analizar las diferencias entre el mapa de asentamientos en los primeros 20 m y el mapa considerando todo el perfil.

En un 13% de los CPTu ejecutados en la zona D1 se han estimado más de 10 cm de asentamientos en los primeros 20 m de suelo, mientras que al considerar todo el perfil se superan los 10 cm de asentamientos en un 50% de los sondeos, particular que refleja la relevante presencia de arenas en esta zona a partir de los 20 m de profundidad (hacia el centro se han detectado bancos de arena desde los 15 m, por la Parroquia Pedro Carbo Concepción).

D1 es la única zona geotécnica en la que se observa una proporción de 4:1 en este apartado, mientras que en Durán (ambiente estuarino bajo el cual subyacen depósitos aluviales) y en la Puntilla, sectores más cercanos en latitud a D1, se ha calculado una proporción de 3:1, del 12 al 36% y del 13 al 37%, respectivamente; y en las zonas geotécnicas D4b y D4c la proporción es alrededor de 2:1 (de 29 a 48% en D4b, 12 al 20% en D4c, con una clara influencia de perfiles arcillosos en D4c sur). Más hacia el norte, en las zonas aluviales de Mocolí, Samborondón y Daule, las proporciones se mantienen relativamente cercanas a 1:1, con un 81 a 86% en Mocolí, y alrededor del 35% en Samborondón y Daule para ambos tipos de análisis.

Tanto en porcentaje de sondeos en los que se han estimado más de 10 cm de asentamientos, como en proporción de los análisis considerando todo el perfil respecto al

análisis hasta 20 m de profundidad; se puede apreciar una mayor correspondencia en el comportamiento de D1 con los sectores aluviales del norte, que con el resto de zonas deltaico estuarinas de Guayaquil. Esta observación es contextualizada en el marco de los análisis geotécnicos simplificados realizados en este trabajo, puesto que el comportamiento geológico y geotécnico general ya ha sido abordado en estudios previos que sustentan la clasificación de la zona D1 como zona deltaico-estuarina. En D2 y D3b, el porcentaje de sondeos en los que se han estimado más de 10 cm es alrededor del 10%, sin variaciones entre los análisis hasta 20 m y los análisis en todo el perfil; mientras que en D3a se calcularon porcentajes similares a D4c, probablemente debido a la influencia estuarina existente en la zona D4c sur, que propicia la existencia de perfiles de suelos arcillosos.

4.6.3. Comentarios adicionales

Considerando que en la sección 4.1. se realizó un análisis preliminar clasificatorio de los perfiles de suelo según la NEC 2015, según el cual 143 CPTs fueron identificados como F1 o E-F1, se ha revisado la proporción de estos perfiles en los que se han estimado más de 10 cm de asentamientos post-licuación.

En un 87% de los sondeos clasificados preliminarmente con F1, se estimaron más de 10 cm de deformaciones verticales post-licuación en todo el perfil de suelo, y en el 99% se obtuvo más de 5 cm; en el 79% del total, los 10 cm estimados de asentamientos se producirían en los primeros 20 m del perfil, y en un 99% se obtuvo más de 5 cm.

Por otro lado, en un 63% de los sondeos clasificados preliminarmente como E-F1, se estimaron más de 10 cm de deformaciones verticales post-licuación en todo el perfil de suelo, y en el 96% se obtuvo más de 5 cm. Si se consideran todos los perfiles clasificados como E-F1 y F1, en un 96% se ha estimado más de 5 cm en los primeros 20 m del perfil.

Finalmente, solo en un 3% de los sondeos que no fueron preliminarmente clasificados como F1 o E-F1 al revisar los 20 primeros metros del perfil, se han estimado 10 cm de asentamientos en ese intervalo, que constituye un rango aceptable para una clasificación de tipo preliminar. Por lo tanto, el criterio semi cuantitativo adoptado para la clasificación preliminar de perfiles ha resultado ser aceptable.

Cabe destacar lo mencionado en la sección 3.4.1, donde se indicó que para la estimación del FS contra licuación con el cual se han mapeado los indicadores de susceptibilidad y severidad, se ha empleado la metodología de Zhang (2002) y Robertson (2009), aunque en esta última no se ha estimado el ablandamiento cíclico en materiales arcillosos con un I_c mayor a 2.6, dado que puede resultar una consideración muy conservadora. Cuando se tienen perfiles con suelos transicionales, o en general al tener un I_c entre 2.4 y 2.6, pudiera ser recomendable realizar una perforación con muestreo junto al CPT, para caracterizar con mayor certeza la plasticidad y el comportamiento de estos materiales potencialmente arcillosos.

4.7. Análisis de propiedades geotécnicas y morfología de suelos arcillosos

En diferentes lugares alrededor del mundo se ha identificado la presencia de microfósiles como parte de la composición de los suelos arcillosos de ambientes marinos, aluviales, estuarinos y lacustres; especialmente diatomeas, radiolarios y foraminíferos. La presencia de diatomeas, específicamente, ha sido constatada en las arcillas de: Ciudad de México, las ciudades japonesas de Ariake y Osaka, Antofagasta (Chile), Bogotá (Colombia), Guayaquil (Ecuador), entre otras.

Las diatomeas son algas unicelulares eucariotas, cuya pared celular o frústula está compuesta de dióxido de silicio, siendo esta la estructura fósil presente en los suelos diatomáceos, al ocurrir un proceso de fosilización mucho después de que los organismos mueren. Estos microorganismos están presentes en ambientes marinos de agua dulce, salada o salobre, y un factor preponderante para su presencia en estos medios, es que exista sílice disuelto, particular muy común en zonas con alta actividad tectónica (Díaz-Rodríguez, 2011); por lo que resulta consistente la existencia de este tipo de suelos en las ciudades anteriormente mencionadas, debido a su alta sismicidad.

Se ha estudiado en las últimas décadas el efecto de la presencia de diatomeas en la respuesta estática de los suelos, y se ha constatado que el contenido de diatomeas incrementa la porosidad, la compresibilidad, y que un contenido mayor al 20% incide de manera directamente proporcional en los límites de consistencia líquido y plástico, así como en la dilatancia del material, el ángulo de fricción de los suelos y la deformación necesaria para alcanzar la resistencia al corte pico. (Díaz-Rodríguez & Lozano-Santa Cruz, 1998), (Shiwakoti & Tanaka, 2002), (Caicedo & Mendoza, 2018). A mayor porcentaje de diatomeas, existe además una mayor resistencia al corte en condiciones estáticas (Wiemer & Kopf, 2017).

También se ha comprobado que un mayor contenido de diatomeas incide en la extensión del rango elástico en las curvas de degradación del módulo de corte del material. Al comparar con el rango de bajas deformaciones reportados en la literatura previa en suelos arcillosos (Dobry & Vucetic, 1991), se ha observado que los suelos diatomáceos exhiben un mayor rango elástico que aquellos que no poseen estos microfósiles en su estructura. (Arenaldi, Ovalle, & Barrios, 2019). Este particular tendría consecuencias relevantes en el comportamiento dinámico de los suelos, puesto que un mayor rango elástico podría implicar la amplificación de la respuesta en superficie durante un evento sísmico. Sin embargo, este efecto depende en gran medida del porcentaje de diatomeas presente en la masa de suelo, y se requieren investigaciones adicionales para cuantificar la variación en la degradación del módulo de corte en función del contenido de diatomeas.

Por otro lado, las investigaciones previas realizadas sugieren que la presencia de pirita framboidal (FeS_2) propicia un incremento en la cementación en los suelos, con consecuencias relevantes en la amplificación de la respuesta dinámica. Berner (1984) explicó el proceso de formación de pirita a partir de la materia orgánica en ambientes anóxicos, mientras que Soga (1994, 2005) detalla el proceso de sobre consolidación por

cementación química de los suelos y relaciona la cementación con la sensibilidad. En el 2014, Vera actualizó la microzonificación geotécnica de Guayaquil, y estableció las zonas D1 a D3 como sectores deltaico estuarinos con presencia de diatomeas y pirita framboidal. Además, aunque específicamente analizó la composición y fábrica de suelos de la zona D3a norte y sur mediante análisis SEM-XRD, estimó a partir de la medición de mayores valores de sensibilidad, que en esta zona debería existir una mayor concentración de piritas que en la zona D1. Las piritas podrían inducir cementación, y a una mayor cementación, además de producirse una sobre consolidación aparente, se evidenciaría una mayor sensibilidad, puesto que la resistencia al corte pico se incrementaría, a igual resistencia remoldeada luego de romperse la microestructura. Entonces, Vera relacionó la presencia de piritas en los suelos de Guayaquil con la cementación de la estructura, y estudió el efecto de ese fenómeno en la respuesta dinámica, determinando que propicia un incremento en el rango elástico de la curva de degradación del módulo de las arcillas, a partir de lo cual se estima un menor amortiguamiento y una amplificación de la respuesta del sitio. Al contrastar la variabilidad de la sensibilidad, Vera también estimó que en la zona D4 correspondiente a suelos aluviales, no se anticipa presencia de piritas, y lo señala como un aspecto relevante en la diferenciación de las zonas deltaico estuarinas de las zonas aluviales. (Vera, 2014).

Como parte del exhaustivo trabajo realizado por Vera para la caracterización estática y dinámica de la arcilla de Guayaquil, se analizaron dos sitios ubicados en zonas deltaico-estuarinas, mediante ensayos XRD y SEM. Ahora bien, en el presente trabajo se ha pretendido analizar la presencia y distribución de diatomeas y piritas en diversos sectores de Guayaquil, Samborondón y Durán, para constatar o descartar su presencia en sectores aluviales, y en zonas deltaico-estuarinas de Guayaquil a través de estos ensayos (adicionalmente FTIR), cuyo procedimiento fue sintetizado en la sección 3.5. Cabe destacar que la metodología de preparación de las muestras puede influir en la alteración de la fábrica del suelo; el análisis realizado no tiene como objetivo principal visualizar la fábrica, sino detectar las estructuras amorfas previamente mencionadas, marco en el cual se realizó el procedimiento de trabajo mencionado en la sección 3.5. Se ha tomado como referencia la información previamente analizada por Vera, según la cual en la zona deltaica estuarina D3 se ha verificado la existencia de diatomeas y piritas, por lo que la distribución de muestras se enfocó principalmente en el resto de zonas geotécnicas, aunque también se ha analizado la zona D3a.

En la figura 4.7.1, se sintetiza cualitativamente la distribución geográfica de los resultados obtenidos. Se han clasificado visualmente las imágenes obtenidas en cada muestra, para determinar la presencia de diatomeas y piritas, e indicar preliminarmente una estimación del contenido, señalado como alto, medio, bajo o nulo. Es posible realizar una estimación del contenido de diatomeas por gramo de muestra mediante un estudio de micropaleontología, sin embargo, para el presente estudio se ha determinado únicamente por inspección visual el contenido de microfósiles, debido a que para realizar una estimación acertada se requeriría de un mayor conjunto de imágenes en cada muestra ejecutando varios cortes. En algunos casos, sin embargo, se ha realizado una estimación de tipo micropaleontológica cuantificando el número de diatomeas por centímetro cúbico, a partir de una o dos imágenes de 250 μm por lado, estimación que evidentemente presenta

limitaciones, pues no necesariamente es representativa del suelo, pero ha sido indicada de manera referencial.

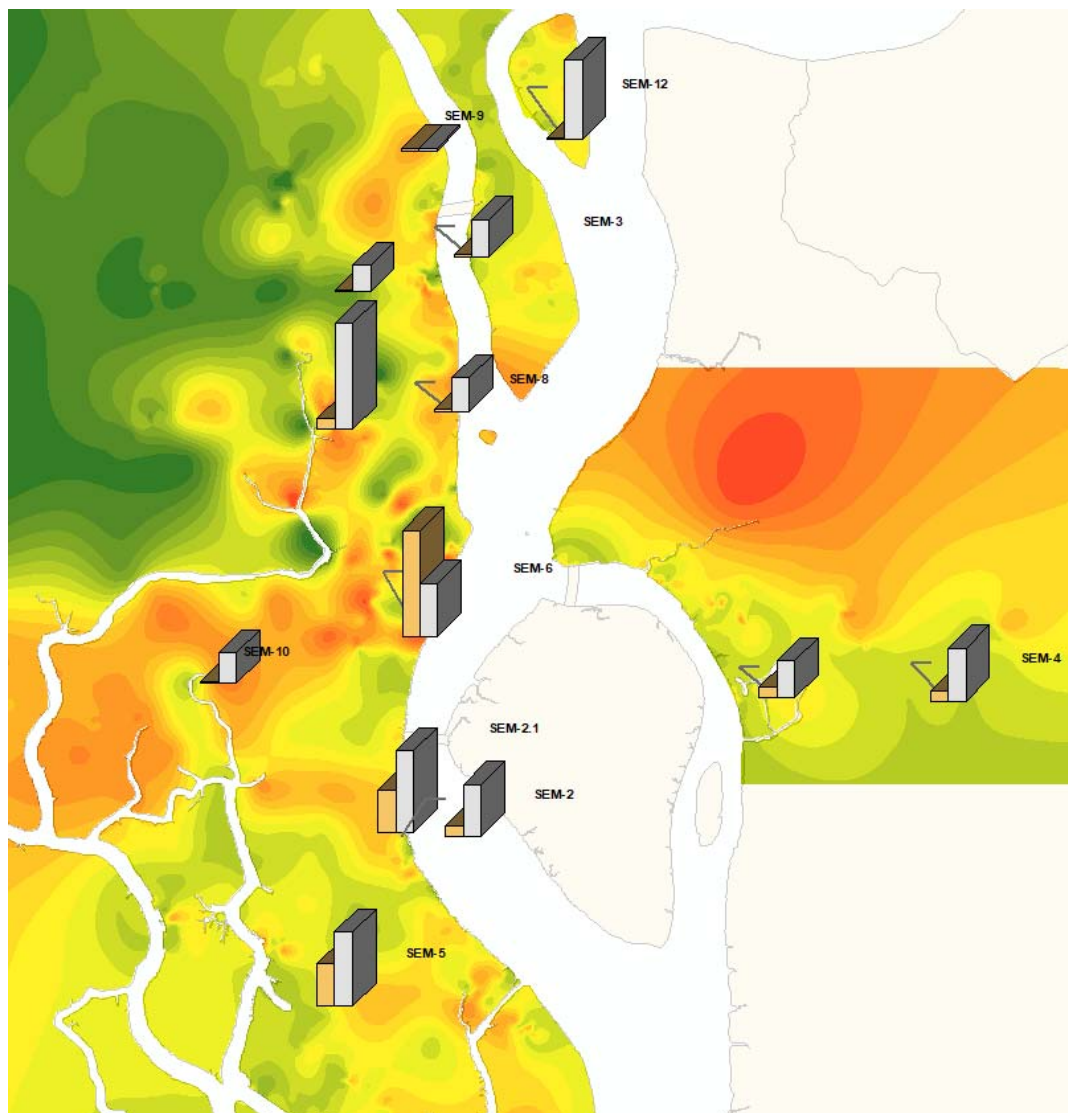


Figura 4.7.1. – Distribución geográfica cualitativa de piritas y diatomeas según muestras analizadas

Para la determinación del contenido de piritas se ha realizado una estimación similar de tipo cualitativa a partir de las imágenes disponibles. Adicional a esto, mediante los análisis XRD se ha estimado el porcentaje de piritas presentes como fases cristalinas, evaluando los difractogramas resultantes al hacer pasar un haz de rayos X por las partículas de las muestras previamente trituradas y aleatoriamente dispuestas, haciendo uso de la Ley de Bragg, como se indicó en la sección 3.5. Finalmente, se realizaron 2 ensayos FTIR para contrastar los resultados.

4.7.1. Análisis del contenido de diatomeas y piritas

En la tabla 4.7.1 se muestra un resumen de los resultados obtenidos en los ensayos SEM realizados. Como aspectos destacables de los resultados, se puede mencionar que se han detectado diatomeas en 12 de las 13 muestras de suelos finos arcillosos y limosos analizadas a profundidades entre 3 y 14 m. El único sitio en el que no se detectaron estos microfósiles fue SEM-9, siendo la muestra obtenida en la zona más norteña de la llanura aluvial de Guayaquil, y la única que perteneciendo a un perfil principalmente arenoso, evidencia además baja plasticidad.

Tabla 4.7.1. – Contenido de diatomeas y piritas observadas en imágenes SEM

Número SEM	Sector	Zona Geot.	Muestra	Prof. (m)	Perfil	SUCS	Diatomeas	Est. Diatomeas (N/g)	Pirita framboidal
1	Kennedy	D3	1-1	7.5 - 8.0	Arcillo-limoso	CL	Muy Alto: Melosira, fragmentos, Gomphoneis	2.1E+07	Bajo (posiblemente también piritojedrones)
2	Barrio Cuba Sur-Este Gye	D1	2-14	13.0 - 14.0	Arcilloso-limoso	MH	Medio: marinas, fragmentos, Paralia sulcata	4.8E+06	Bajo
2.1	Barrio Cuba Sur-Este Gye	D1	1-7	6.0 - 6.5	Arcillosa	CH	Alto: fragmentos, marinas	7.7E+06	Medio (posiblemente piritojedrones y cristales sueltos)
3	Puntilla Km 2	Puntilla	2-4	3.5 - 4.0	Arcillo-limoso	CH	Medio: marinas, fragmentos, Paralia Sulcata	3.5E+06	No
4	Durán Km 9 vía Durán-Tambo	Durán	1-3	8.0 - 8.5	Arcillo-limoso	CH	Medio: Paralia Sulcata, fragmentos, marinas, Gomphoneis	5.0E+06	Bajo
5	Sur-Av. 25 de Julio	D2	1-9	9.0 - 9.5	Arcillosa	CH	Alto: Paralia Sulcata, marinas y otras	7.0E+06	Medio
6	Parque Olmedo Malecón 2000	D1	1-6	5.5 - 6.5	Arcilloso	CH	Medio: Paralia Sulcata, marinas, fragmentos	5.0E+06	Alto
7	Sauces I	D4b	7-3	3.0 - 3.5	Arcillo-limoso	MH	Bajo: marinas y fragmentos	2.5E+06	No
8	EB Progreso	D4c sur	8-1	3.0 - 3.5	Arcillo-limoso	MH	Bajo: fragmentos, Paralia Sulcata, marinas	3.2E+06	No
9	PTAR Merinos	D4b	9-1	3.6 - 4.0	Limo-arenoso	CL	No	0.0E+00	No
10	La Chala	D3	1-4	3.5 - 4.0	Arcilloso	Arcilla	Bajo: marinas, Paralia Sulcata, fragmentos	2.9E+06	No (posiblemente piritojedrones)
11	Brisas de Procarsa - Durán	Durán	1-9	9.0 - 9.5	Arcilloso	CH	Medio: marinas, fragmentos	3.5E+06	Bajo
12	Isla Mocolí	Mocolí	1-5	4.0 - 4.5	Limo-arenoso	MH	Alto: marinas, Paralia Sulcata, fragmentos	7.5E+06	No: posiblemente piritojedrones (bajo)

Se identificaron piritas con una estructura framboidal en la mayoría de las imágenes obtenidas en las muestras deltaico estuarinas, aunque de las 8 muestras de esta zona, en la mitad la presencia identificada visualmente fue baja, solo en una muestra se puede observar un alto contenido de piritas framboidales (SEM-6), y en otra no fueron detectadas (SEM-10), aunque es probable que existan piritojedrones. Adicional a esto, en SEM-2.1 se han visualizado microestructuras con una agregación de cristales octaédricos, que podrían corresponder también a piritas. Las piritas framboidales observadas tienen un diámetro aproximado de 10 micras, con cristales de menos de 1 micra.

Aunque se ha sugerido en estudios previos que considerando la sensibilidad calculada en las zonas geotécnicas aluviales y deltaico estuarinas, la presencia de piritas debería ser menor en D1 que en D3 y D2, una mayor concentración de piritas ha sido identificada visualmente en las muestras obtenidas en D1 y D2, respecto a D3 norte y sur. Por otro lado, en ningún suelo aluvial se detectaron framboides de pirita, aunque es posible que en SEM-8 y 12 existan piritohedrones o incluso piritas de forma octaédrica; estas observaciones no han podido ser corroboradas con el análisis cuantitativo XRD realizado en SEM-8. Cabe destacar que se ha considerado a los sectores de Durán, donde se visualizó un contenido bajo de piritas framboidales en las dos muestras analizadas, como una zona deltaico-estuarina, puesto que ese es el ambiente actual de este sector, aunque anteriormente haya tenido una mayor influencia aluvial (Benítez & Martillo, 2008).

Parece existir una menor concentración de diatomeas hacia las zonas aluviales del norte de Guayaquil, aunque probablemente se deba al tipo de muestras ensayadas; por lo que se requieren más investigaciones a futuro para poder ser concluyentes. En un sitio ubicado en la zona D1, hacia el sur-este de Guayaquil (SEM-2 y 2.1), se realizaron ensayos a 6 y 13 m, y se han identificado más diatomeas (también piritas) en la muestra más superficial. Vera ya había cuantificado con estudios de micropaleontología una mayor concentración de diatomeas superficialmente para la zona D3, particular que ahora es corroborado cualitativamente en la zona D1.

Se han identificado diversos géneros y especies de diatomeas centrales, polares y pennales: *Paralia Sulcata*, *Melosira*, *Gomphoneis*, *Actinoptychus*, además de otras diatomeas marinas de disposición central y polar. En algunas muestras se pudo identificar microfósiles completos y bien preservados, y en la mayoría se identificaban fragmentos de diatomeas; en cada una de las estructuras observadas, que no son otra cosa que las frústulas de los microorganismos fosilizados, se puede apreciar una alta porosidad, que precisamente es la característica morfológica que puede modificar las propiedades físicas, como una mayor relación de vacíos, límites de consistencia, etc. El tamaño de las diatomeas observadas varía entre 10 y 60 micras, con poros de diámetro menor a 1 micra, particular que incide en una mayor superficie específica.

En SEM-6 (zona estuarina D1) y SEM-8 (zona aluvial D4c), a profundidades de 3 a 6 m se han identificado varios tipos de diatomeas marinas similares a las detectadas a 23 m en el sitio BSF, ubicado en el sector de la Kennedy (zona estuarina D3) y analizado por Vera. En los sitios SEM-5 (D2), 6 (D1), 3 (aluvial Puntilla), 4 (Durán), 12 (Mocolí), entre otros, se han identificado varias frústulas de la especie *Paralia Sulcata*, la misma que fue mostrada por Vera a 8 m en el sitio BSF. Aunque de apariencia similar a estas últimas, en SEM-1 (D3) se identificaron en gran abundancia otras diatomeas centrales radiadas, posiblemente del género *Melosira*, siendo esta una de las muestras con mayor contenido de diatomeas determinado por inspección visual. En la muestra BSF-2 de Vera, se observaba una diatomea marina con una pirita framboidal en la pared interior de la frústula, similar a lo identificado en SEM-4, donde la pirita con textura micro framboidal yace en una diatomea de disposición central; estructuras semejantes han sido visualizadas en SEM-5 y en SEM-11.

Todos los casos anteriormente mencionados, bien pudieran ejemplificar que no solo geográficamente sino incluso en profundidad, la presencia de diatomeas es casi una constante en menor o mayor medida en los suelos aluviales y deltaico estuarinos de Guayaquil, Samborondón y Durán.

Se realizaron en total 9 ensayos XRD de las muestras íntegras, sin separación de la fracción de arcillas, y en ninguno se ha podido corroborar la presencia de piritas. Esto probablemente se deba a que las piritas framboidales no son estructuras perfectamente cristalinas, y el XRD no diferencia estructuras amorfas, solamente fases cristalinas. Las fases cristalinas identificadas en la mayoría de las muestras fueron: illita, albita, gismondina, cuarzo, y en menor medida saponita, anortita y montmorillonita.

Al no haber analizado diferentes fracciones del material, entre estas la fracción de arcillas, se podría generar un porcentaje mayor de fases amorfas. Se procedió por lo tanto a separar la fracción de arcilla en la muestra SEM-1, ubicada en igual zona geotécnica que BSF (a 1 km), sitio en el que se identificó indicios de cementación en el estudio de Vera, y mediante el ensayo XRD en la fracción separada se identificó 1.6% de piritas. Nótese que es un 1.6% de fases cristalinas en la fracción de arcillas, por lo que el porcentaje respecto al total sería aún menor.

Cabe destacar que el XRD tiene un límite de detección de alrededor del 5% para fases cristalinas menores al 10%, aplicando el método de cuantificación de Rietveld; este detalle podría explicar que no se hayan detectado piritas en los ensayos realizados sin separación de la fracción, y es muy posible que en aquellas muestras el contenido visualizado en las imágenes SEM constituya un porcentaje menor al 5%. Indicar un contenido de fases cristalinas en proporción menor al límite de detección, implica una alta incertidumbre en el resultado reportado, por lo que se debería analizar con mayor detalle y cantidad de muestras el porcentaje en diferentes fracciones, y consecuentemente la dimensión del efecto en la cementación.

En los 2 ensayos FTIR realizados para inferir la presencia de piritas en el rango medio del espectro IR resultante, se detectó una transmitancia menor al 50% en picos de longitud de onda pertenecientes según la literatura a illitas (3500 cm^{-1}), y a enlaces Si-O (1050 cm^{-1}), pero preliminarmente no ha sido posible la identificación de piritas. Cabe destacar que en una de las muestras escogidas se había determinado visualmente el mayor contenido de este compuesto, entre los sitios estudiados.

Se presentan a continuación algunas imágenes relevantes obtenidas a diferentes ampliaciones de algunas muestras analizadas, cuyos aspectos generales han sido descritos en el texto precedente. El objetivo de esta sección ha sido contextualizar someramente algunas propiedades geotécnicas en su marco microestructural, sin entrar en detalles específicos de la fábrica, estructura y composición del suelo. En el anexo VI se muestra el conjunto total de imágenes obtenidas en cada muestra considerada.

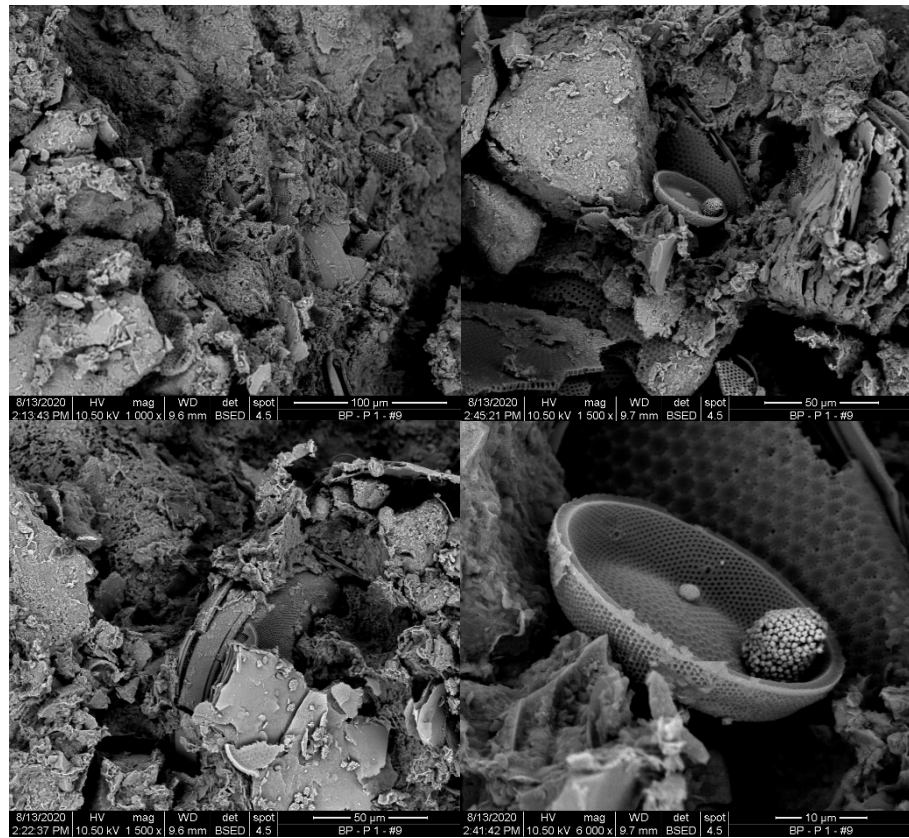


Figura 4.7.2. –SEM-11 (Brisas de Procarsa, Durán): presencia de diatomeas y piritas

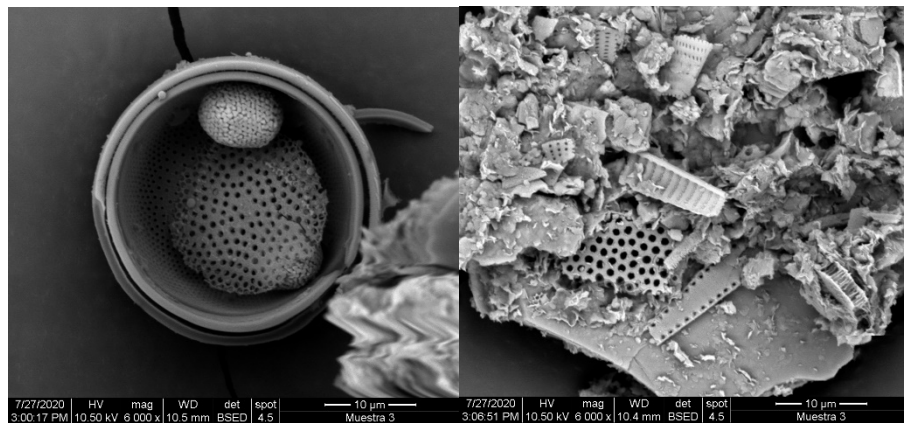


Figura 4.7.3. –SEM-4 (km 9 vía Durán-Tambo): presencia piritas y otras especies de diatomeas

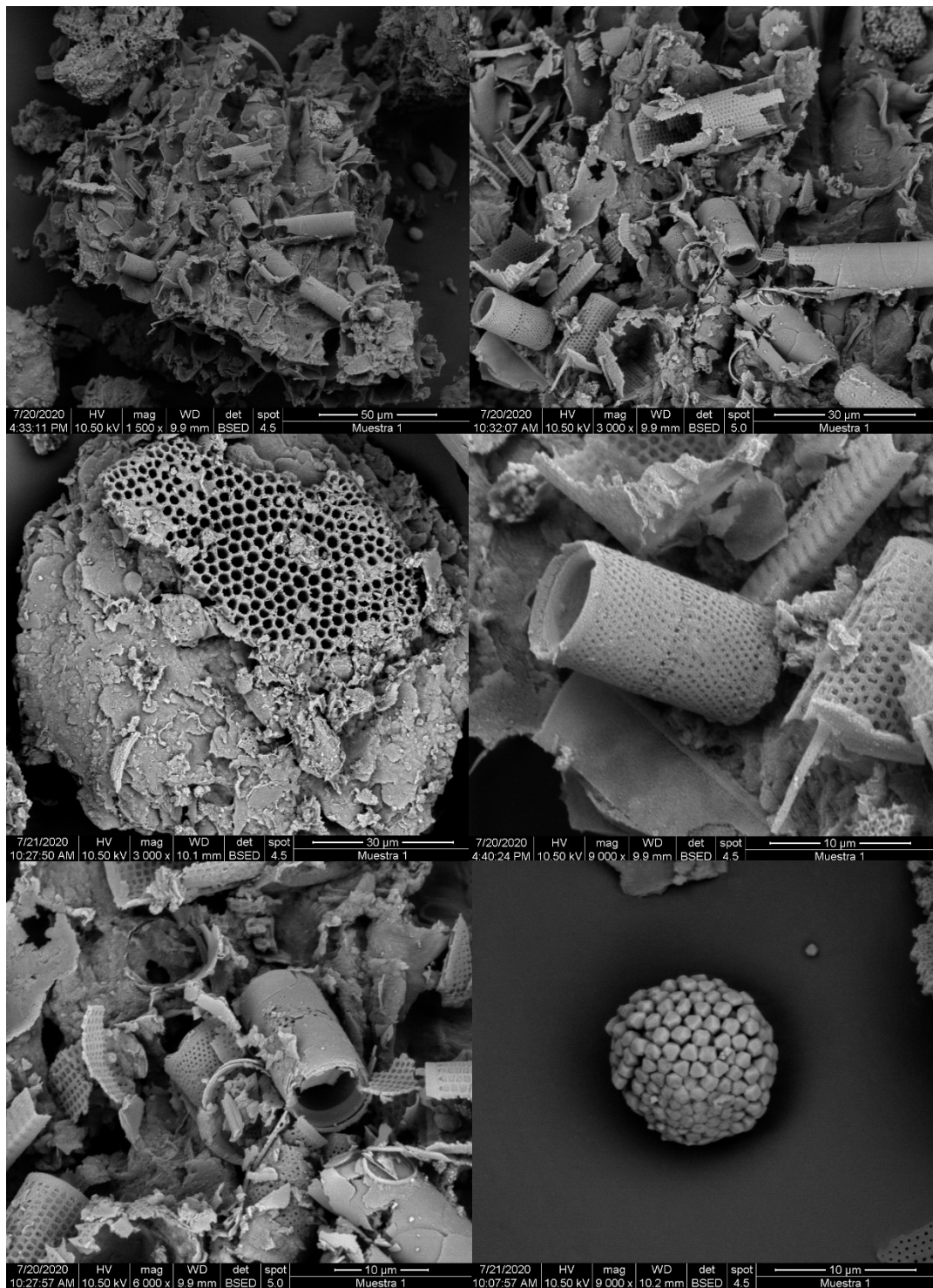


Figura 4.7.4. – Imagen obtenida con microscopio electrónico de muestra SEM-1 (Kennedy Norte, D3): abundancia de diatomeas posiblemente del género *Melosira*, presencia baja de piritas framboidales

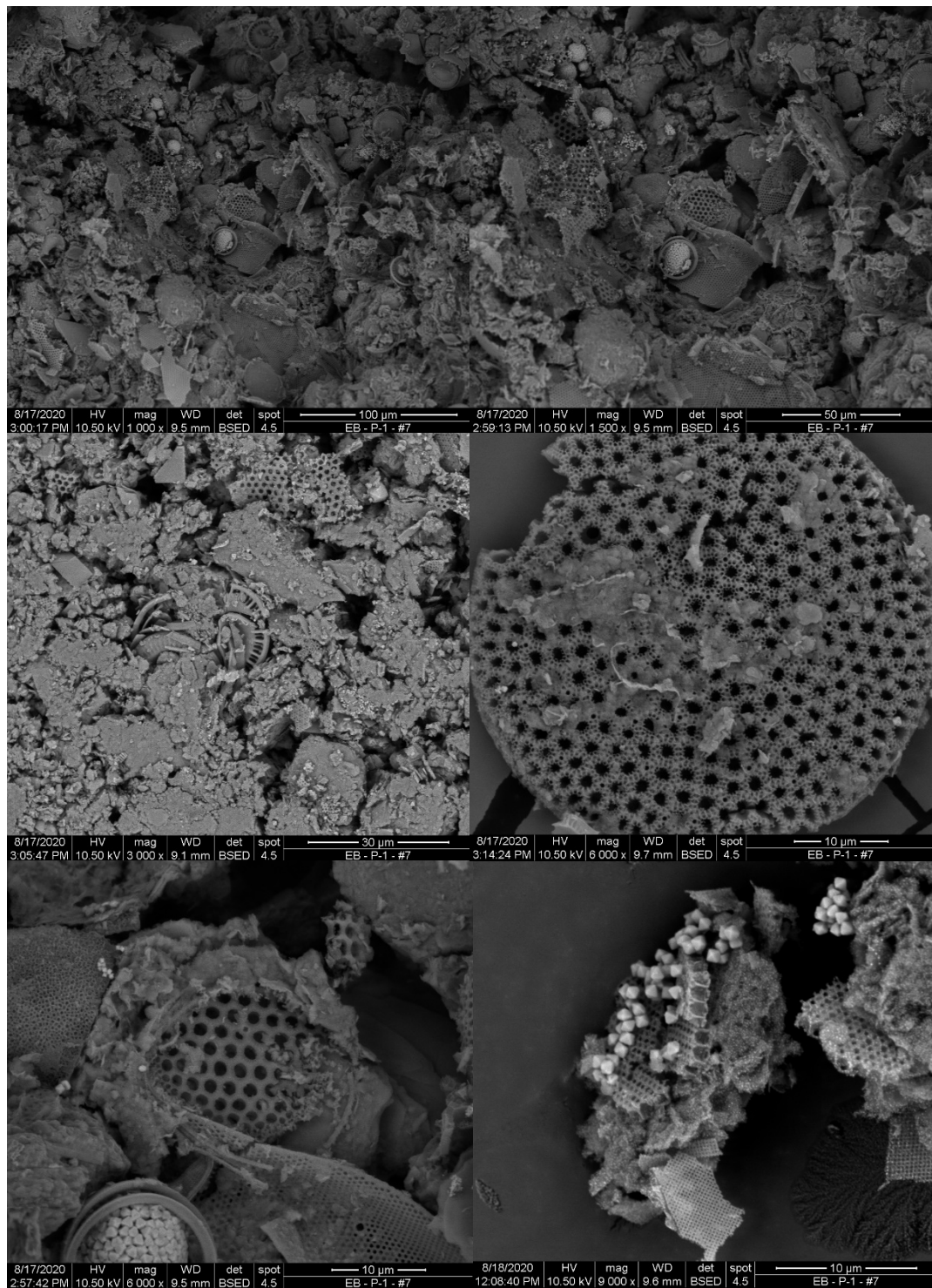


Figura 4.7.5. – SEM-2.1 (Barrio Cuba, Sur-este de Gye, D1): diatomeas centrales y fragmentos, presencia media de piritas framboidales y posiblemente microcristales de pirita

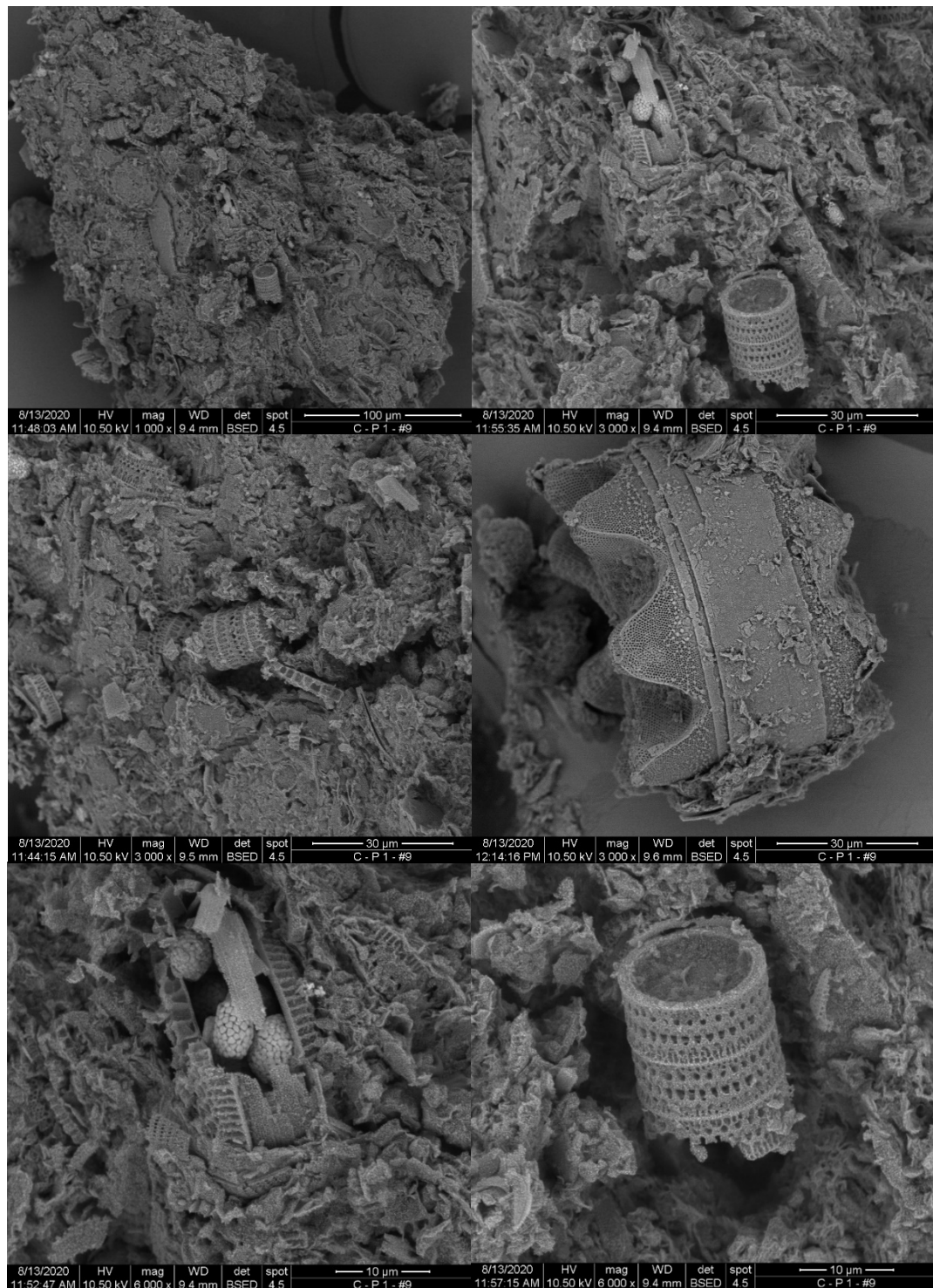


Figura 4.7.6. – SEM-5 (Sur-Av. 25 Julio, D2): presencia de diatomeas *Paralia Sulcata* y marinas de simetría radiada, se observan framboides de pirita inmersos en las valvas de un microfósil

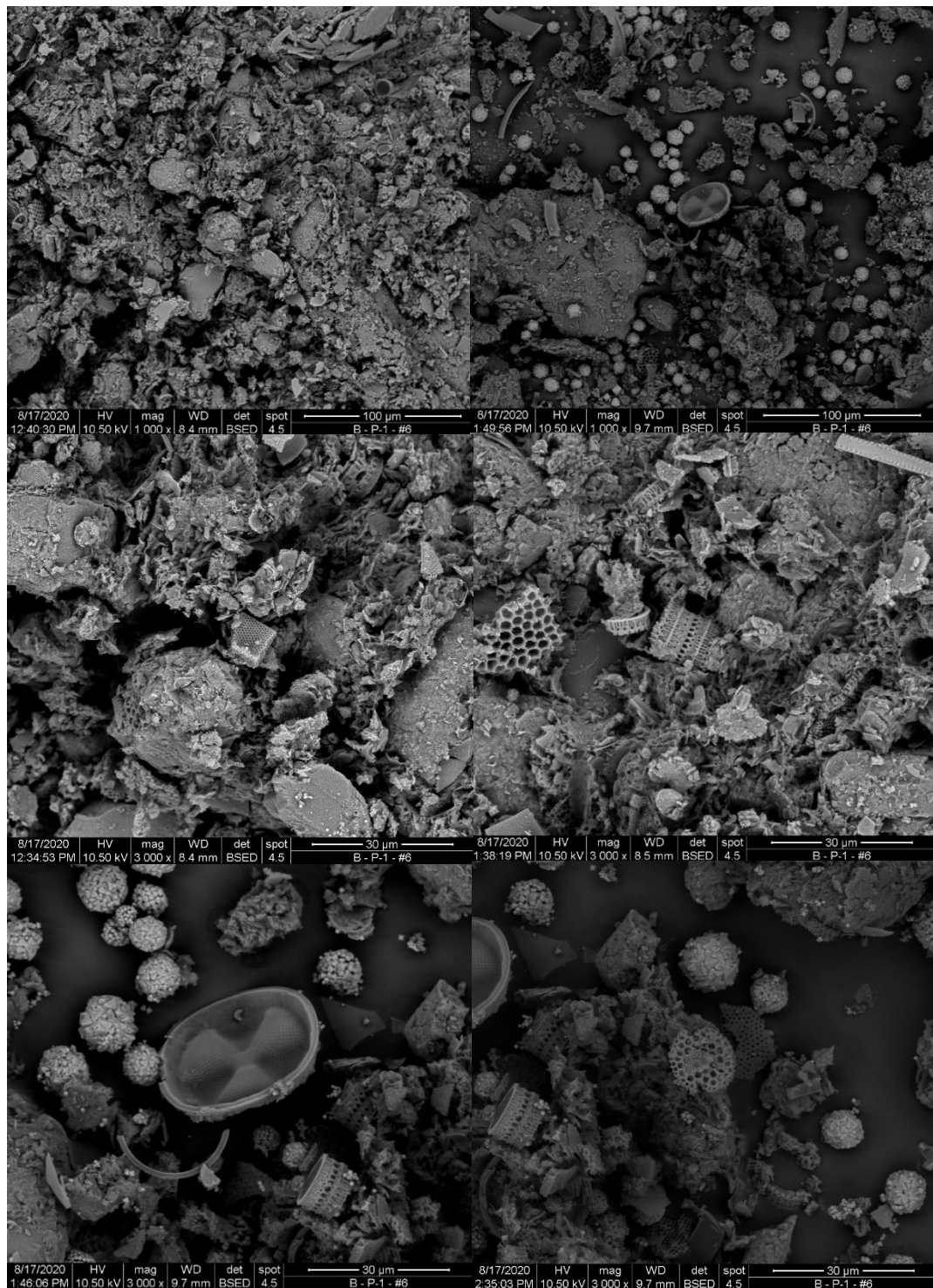


Figura 4.7.7. – SEM-6 (Malecón 2000, D1): microfósiles de diversas especies de diatomeas, y remarcable presencia de piritas framboidales

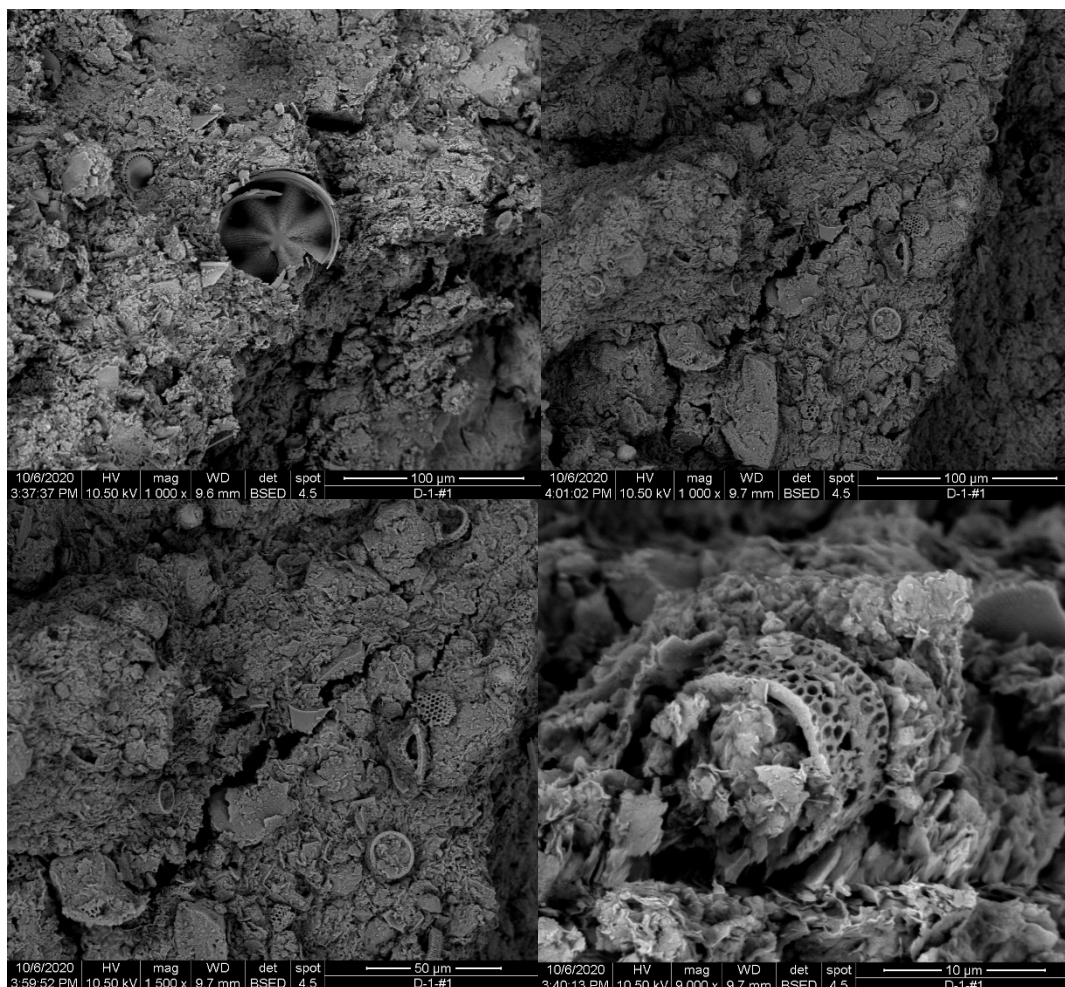


Figura 4.7.8. –SEM-10 (La Chala, D3): varias especies de diatomeas, ausencia de piritas

Las imágenes obtenidas en las muestras 1, 2.1, 5, 6 y 10 corresponden a zonas geotécnicas deltaico estuarinas de Guayaquil en: Kennedy, Barrio Cuba, Av. 25 de Julio, Malecón y La Chala, respectivamente, y en todas se puede apreciar una presencia dominante de diatomeas como parte de la composición del suelo, en contacto con una matriz arcillo limosa. Las piritas no han sido detectadas con igual frecuencia, salvo en la muestra del Malecón, donde existe una alta presencia de framboides. En los sitios 4 y 11, pertenecientes a Durán, se observa un comportamiento similar.

Por otro lado, en las muestras 7 a 9 indicadas a continuación, se observa la composición de suelos aluviales de Guayaquil, destacando la ligera disminución en la presencia de estos microfósiles (no visualizados en SEM-9), y la aparente ausencia de piritas en las partículas analizadas de la zona aluvial de Guayaquil, Puntilla y Mocolí.

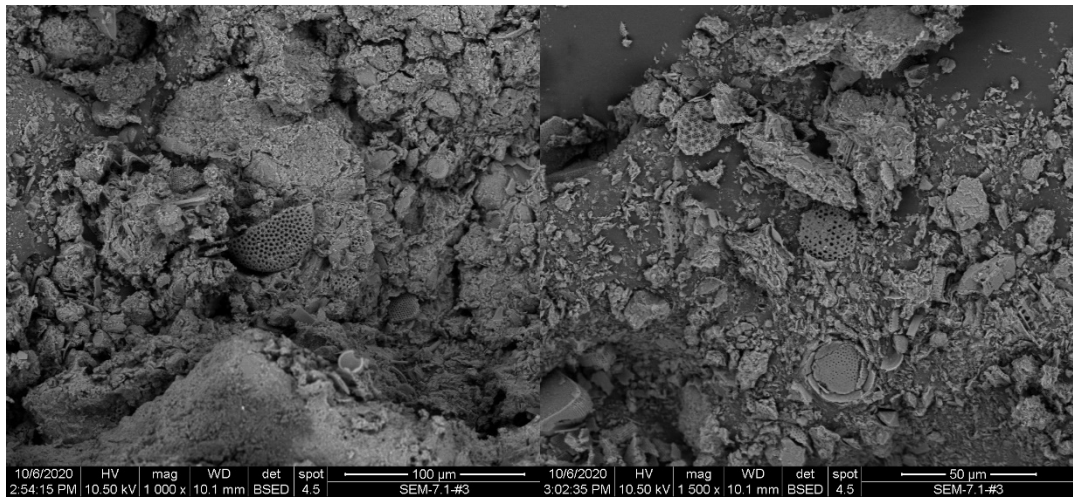


Figura 4.7.9. –SEM-7 (Sauces, D4b): concentración relativamente baja de diatomeas en una muestra limosa, ausencia de piritas framboidales

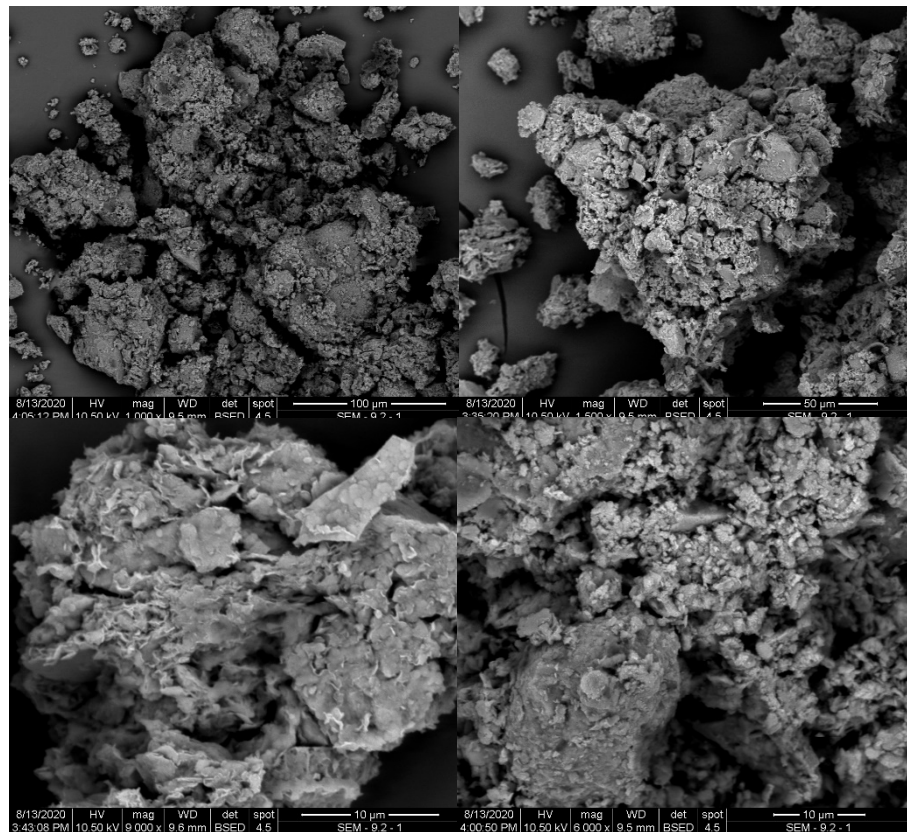


Figura 4.7.10. –SEM-9 (PTAR Merinos, D4b): aparente ausencia de diatomeas y piritas framboidales en una muestra arcillosa

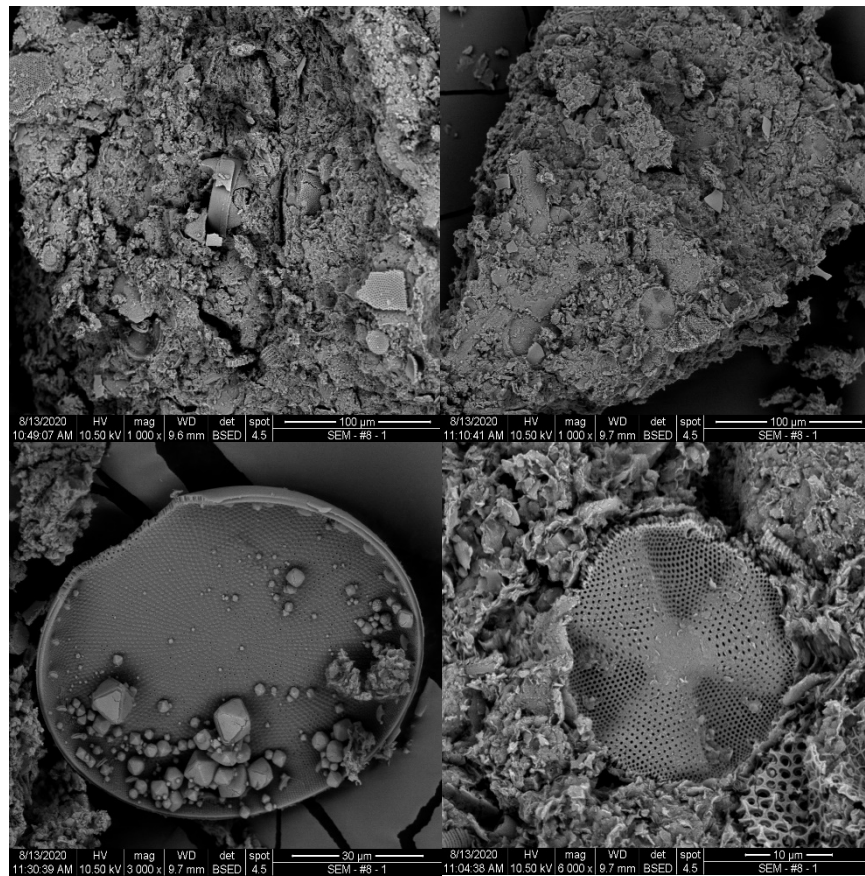


Figura 4.7.11. –SEM-8 (Saucés, D4c sur)

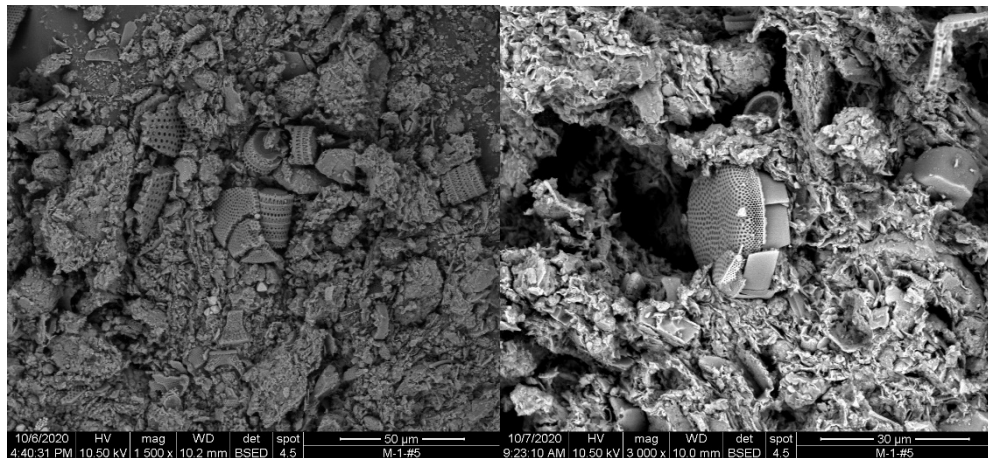


Figura 4.7.12. –SEM-12 (Isla Mocolí): abundancia de varias especies de diatomeas identificadas previamente en muestras de Guayaquil, ausencia de piritas

4.7.2. Contexto geotécnico

Habiendo comprobado visualmente que los microfósiles diatomáceos se erigen a lo largo y ancho de la llanura aluvial y estuarina, y que existen piritas en una frecuencia generalmente baja en la zona estuarina, se procede a analizar la incidencia que esto pudiera tener en las características geotécnicas de los suelos.

Se indicó en la introducción de esta sección que la presencia de diatomeas propicia la modificación de algunas propiedades físicas, de estado y resistencia de los suelos, mientras que las piritas pueden estar asociadas a la cementación y modificación del comportamiento dinámico. Por lo tanto, en la tabla se muestra el marco geotécnico relativo a algunas de estas propiedades en correspondencia con lo identificado en las imágenes SEM.

Tabla 4.7.2. – Propiedades físicas y geotécnicas de estado y resistencia para las muestras analizadas

Número SEM	Sector	Prof. (m)	SUCS	Diatomeas	Pirita framboidal	CF %	w	LL	LP	IP	R _A	S _u (kPa)	Muestra consolidada	G _s	e	Cc	OCR	
1	Kennedy	7.5 - 8.0	CL	Muy Alto	Bajo	74	72	43	21	22	0.51	6	8.0 - 8.5	ML	2.64	2.78	1.33	0.93
2	Barrio Cuba Sur-Este Gye	13.0 - 14.0	MH	Medio	Bajo	95	100	81	43	38	0.47	30	11.0 - 11.5	CH	2.73	2.15	0.92	0.96
2.1	Barrio Cuba Sur-Este Gye	6.0 - 6.5	CH	Alto	Medio	87	73	69	24	45	0.65	43			2.68	2.49	1.17	1.78
3	Puntilla Km 2	3.5 - 4.0	CH	Medio	No	98	90	80	23	57	0.71	5			2.60	2.69	1.03	2.64
4	Durán Km 9 vía Durán-Tambo	8.0 - 8.5	CH	Medio	Bajo	55	86	67	32	35	0.52	3	6.5 - 7.0	CH	2.68	2.49	1.17	1.78
5	Sur-Av. 25 de Julio	9.0 - 9.5	CH	Alto	Medio	99	113	123	36	87	0.71	17	10.5 - 11.0	CH	2.73	3.28		1.25
6	Parque Olmedo Malecón 2000	5.5 - 6.5	CH	Medio	Alto	100	107	118	37	81	0.69	25			2.65	2.77	1.60	2.02
7	Sauces I	3.0 - 3.5	MH	Bajo	No	92	78	72	39	32	0.45	21			2.77	2.36	0.98	8.41
8	EB Progreso	3.0 - 3.5	MH	Bajo	No	99	91	72	38	34	0.47	8			2.56	2.17	0.92	4.21
9	PTAR Merinos	3.6 - 4.0	CL	No	No	87	51	49	14	35	0.72	22	No se hizo consolidación					
10	La Chala	3.5 - 4.0	Arcilla	Bajo	No							15	No se hizo consolidación					
11	Brisas de Procarsa - Durán	9.0 - 9.5	CH	Medio	Bajo	83	103	132	39	93	0.70	18			2.80	3.32	1.77	1.52
12	Isla Mocolí	4.0 - 4.5	MH	Alto	No	93	94	84	44	40	0.48	25			2.57	2.75	1.28	5.14

Se puede observar que las muestras analizadas abarcan una amplia gama de suelos finos, incluyendo arcillas de alta y baja plasticidad, y limos de alta plasticidad, y con un porcentaje de finos variable entre 55 y 100%. En estudios precedentes de suelos compuestos por diatomeas, se ha relacionado la presencia de estos microfósiles con un incremento en los límites de consistencia líquido y plástico, lo cual resulta lógico, debido a su estructura altamente porosa. En el presente estudio se ha encontrado que las muestras 1 y 9 son CL (clasificación SUCS), y a pesar de su baja plasticidad, en la muestra 1 se visualizó el más alto contenido de diatomeas de todas las muestras analizadas, mientras que en la muestra 9 no se identificaron diatomeas en las imágenes obtenidas. Aun excluyendo el peculiar

comportamiento de la muestra 1, no se ha observado una clara tendencia, aunque se puede rescatar cierta proporcionalidad directa entre las humedades y los límites de consistencia, y el contenido estimado de diatomeas; la relación entre variables es mostrada a continuación en la figura 4.7.13. Uno de los motivos por los que no se ha podido obtener una buena tendencia podría ser que las cantidades estimadas de diatomeas no corresponden a un estudio micropaleontológico detallado, además de que se requeriría un número mayor de muestras analizadas. Resulta posible también que el contenido de diatomeas, aunque evidente en imágenes, no sea lo suficientemente influyente en la modificación de las propiedades físicas indicadas.

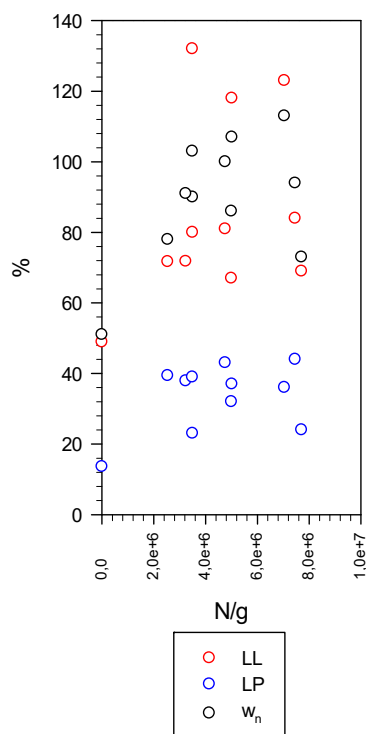


Figura 4.7.13. – Variación entre límites de consistencia y humedad natural en relación al contenido estimado de diatomeas

Más allá del comportamiento plástico de un geomaterial evidenciado en su clasificación con límites de Atterberg, es posible evaluar la influencia de la fracción de arcillas en el comportamiento del suelo mediante el parámetro de actividad coloidal, A_c (Skempton, 1953). En los depósitos lacustres arcillosos de la ciudad de Bogotá, Caicedo (2018) detectó presencia de diatomeas en la microestructura mediante ensayos SEM y evaluó una alta actividad coloidal de esas arcillas, concluyendo que este comportamiento se debe en parte al alto contenido de diatomeas. Por otro lado, Vera (2014) se basó en los estudios de (Pestana, 1994) para relacionar el coeficiente de compresibilidad (p_c) con la actividad relativa (R_A) en las arcillas de Guayaquil, y validó para uno de los dos sitios analizados, un comportamiento similar al de las arcillas de México, donde existe un alto contenido de diatomeas.

En el presente trabajo no se han podido realizar ensayos para determinación de la fracción de arcillas, fundamental para la obtención del parámetro A_c , mientras que en el trabajo de Caicedo no se ha estimado el contenido de diatomeas, motivos por los cuales no se han comparado los resultados obtenidos en ambas investigaciones. Sin embargo, sí se ha estimado la R_A a partir de los límites de Atterberg y el p_c , y como resultado se han obtenido en general valores de R_A asociados a una actividad media (0.45-0.72), y valores bajos del coeficiente de compresibilidad en relación a la actividad relativa de los suelos, por lo que no se ha podido comprobar en ninguna de las muestras analizadas la ocurrencia de una alta compresibilidad ni correspondencia alguna con el comportamiento de las arcillas de México; esto posiblemente se deba a que el contenido de diatomeas en Guayaquil sea relativamente mucho más bajo al de los suelos de México o a limitaciones en la estimación del parámetro R_A . En próximas investigaciones se determinará el contenido de arcillas en cada una de las muestras, para evaluar las tendencias en función de la actividad coloidal, y no solo la actividad relativa.

Por otro lado, al comparar el coeficiente de compresibilidad (C_c) con el límite líquido (LL), Caicedo (2018) obtuvo una tendencia con un coeficiente de determinación R^2 mayor a 0.9, a partir de aproximadamente 100 datos de suelos arcillosos lacustres con diatomeas. En la figura 4.7.14 se muestran los valores medidos y la tendencia desarrollada, en contraste con los valores obtenidos en las muestras analizadas en este trabajo, y las tendencias para suelos sin diatomeas desarrolladas anteriormente por Skempton (1944) y Terzaghi y Peck (1967).

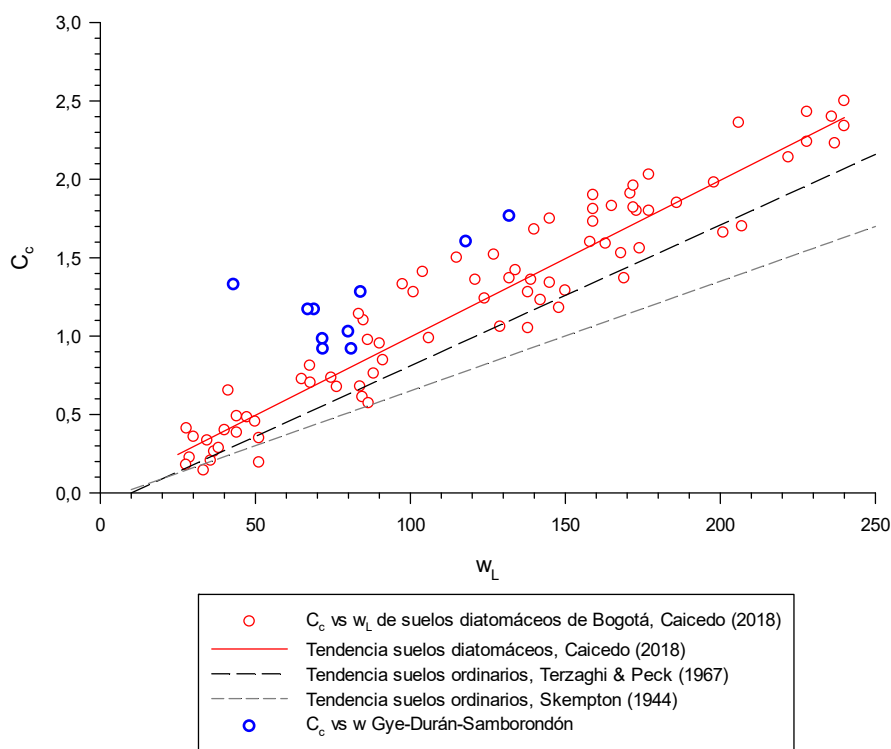


Figura 4.7.14. – Variación entre C_c y w_L obtenida en muestras de Guayaquil, en contraste a la variación en suelos diatomáceos de Bogotá (Caicedo, 2018) y suelos sin diatomeas

Se puede observar que las muestras ensayadas en Guayaquil y alrededores evidencian una mayor compresibilidad que los suelos sin diatomeas, e incluso se agrupan hacia el umbral superior de las arcillas de Bogotá. Por lo tanto, se podría indicar que la compresibilidad de los suelos arcillosos con diatomeas de Guayaquil es significativa para un determinado LL, según estos análisis; sin embargo, para una mejor evaluación de la influencia del contenido de microfósiles en la compresibilidad, se debería analizar la variación de la misma en función del porcentaje de diatomeas, variable con la cual no se ha observado una clara tendencia a partir de los datos disponibles.

Vera determinó en su estudio de las arcillas de Guayaquil una tendencia inversamente proporcional entre el contenido de diatomeas y la gravedad específica (Gs), consecuente con los planteamientos previos de otros autores; sin embargo, a partir de los datos obtenidos en las muestras analizadas en esta tesis, no se ha podido verificar esta tendencia, ni tampoco una proporcionalidad directa entre la relación de vacíos inicial y el contenido de diatomeas, aunque como se mencionó anteriormente, esto podría deberse a que el número indicado de diatomeas constituye una aproximación visual, no necesariamente basada en un estudio micropaleontológico exhaustivo. En estudios posteriores se podría complementar esta información con análisis adicionales que permitan validar las aseveraciones previamente indicadas por la literatura.

Finalmente, cabe destacar respecto a la historia de esfuerzos, que las muestras 1 y 2 exhiben un comportamiento normalmente consolidado, con un OCR medido de 1, y sin embargo son muestras en las que se ha identificado visualmente la presencia de pirita framboidal, por lo que se concluiría que al menos en estos casos, no ha existido una sobre consolidación aparente por cementación química producida por el contenido de piritas.

4.7.3. Efecto en la cementación, sensibilidad y respuesta dinámica

De las imágenes SEM obtenidas, se concluye que en la mayoría de los casos una constante ha sido la presencia de diatomeas, con una frecuencia ligeramente menor hacia las zonas aluviales del norte de Guayaquil; mientras que las piritas framboidales han sido identificadas exclusivamente en la zona deltaico estuarina (exceptuando SEM-10), particular acorde a lo estimado por Vera a partir de propiedades geotécnicas, como la sensibilidad. Por otro lado, en los análisis mostrados en la sección 4.4.1. y 4.2., se ha observado un comportamiento promedio relativamente similar en la sensibilidad medida con veletas en los suelos deltaico estuarinos y aluviales, y en las estimaciones a partir del CPTu, sin una evidencia clara de sensibilidades altas como característica intrínseca de los suelos deltaico estuarinos; sin embargo, hacen falta mediciones adicionales en campo con una mayor distribución geográfica y geotécnica para ser concluyentes.

Aunque al evaluar las muestras obtenidas con imágenes SEM en el presente estudio, se han detectado framboides de piritas, solo en una de las muestras (SEM-6, zona D1) se podría anticipar visualmente una alta presencia de las mismas, y en otras dos se puede indicar una presencia media (zonas D1 y D2). En los ensayos XRD realizados en la

fracción total de la muestra, no se ha corroborado en ninguno de los casos la presencia de piratas, por los motivos expuestos en la sección 4.7.1.; mientras que al separar la fracción de arcilla, en SEM-1 (estuarina) se estimó 1.6% de fases cristalinas de piratas, puntualizando que es un valor con alta incertidumbre por encontrarse cerca del límite de detección del método.

En la investigación de Vera se reportó en ambos sitios estudiados (BSF y TI) la presencia de piratas a partir de ensayos XRD realizados en diferentes fracciones de las muestras, y se obtuvo un 1 a 4 % de piratas en 4 de 6 fracciones consideradas; es probable que se hayan detectado algunas fases con estructura cristalina y que la proporción total de piratas sea un poco mayor a la reportada al no considerar algunos framboides. Posteriormente, se evaluó que el 2 a 4% de piratas detectado en el sitio BSF sí tuvo influencia en la cementación y consecuentemente propició un alargamiento del rango elástico en la respuesta dinámica.

Por lo tanto, bien se haría en corroborar en investigaciones posteriores la dimensión del efecto de la cementación por piratas en la respuesta dinámica, en función del contenido detectado en diferentes fracciones de análisis y en otras zonas geotécnicas con ensayos XRD, FTIR e imagenología SEM; es probable que el efecto sea significativamente variable al analizar otras zonas deltaico-estuarinas en las que el contenido de piratas es relativamente bajo según la inspección visual de las muestras analizadas en este estudio.

Ahora bien, aunque se debe constatar el efecto del contenido de diatomeas en el alargamiento del rango elástico ante cargas dinámicas, se ha comprobado en estudios previos que en suelos diatomáceos existe tal efecto (Arenaldi, Ovalle, & Barrios, 2019). Por lo tanto, siendo que la constante entre las zonas deltaico estuarinas y la mayoría de zonas aluviales ha sido la presencia de diatomeas, mientras que las piratas constituyen un rasgo casi distintivo de la mayoría de zonas deltaico estuarinas, pero en una frecuencia baja en varios casos según la inspección visual, e identificada en porcentajes menores al 5% en algunos análisis XRD; y considerando por otro lado que con los ensayos realizados en este estudio no se han medido en general altas sensibilidades en las zonas deltaico estuarinas; resulta plausible al menos plantear el cuestionamiento de si el efecto del incremento del rango elástico en la respuesta dinámica en los suelos de Guayaquil depende también del contenido de diatomeas, y probablemente no solo de la cementación por piratas.

Dicho de otra manera, aunque se encuentra evidencia en las imágenes SEM de que las piratas forman parte de la composición de muchos suelos deltaico estuarinos, la proporción es relativamente baja, siendo incluso complicada su detección con análisis XRD, donde el límite de detección es mayor al porcentaje reportado de piratas. Al ser baja la proporción de piratas, es posible que no necesariamente afecte en todos los casos la respuesta dinámica del suelo.

Extendiendo el planteamiento un poco más, resulta plausible esperar que la cementación sea menor en muestras en las que el contenido de diatomeas también sea menor, y no dependa tanto del contenido de piratas o que exista un efecto combinado. En ese hipotético caso, la tendencia de una mayor sensibilidad en suelos deltaico estuarinos señalada en estudios anteriores, que no ha podido ser constatada en este trabajo quizás por la cantidad limitada de datos, podría deberse también a una menor concentración de

diatomeas en las zonas aluviales del norte de Guayaquil, como se ha inferido preliminarmente en las imágenes.

Cabe recordar que estudios previos muestran que un alto contenido de diatomeas puede elevar la resistencia al corte pico, por lo que sería un planteamiento lógico indicar que estos microfósiles influirían en cierto grado en la sensibilidad de suelos aluviales y estuarinos, posiblemente con menor efecto hacia la llanura aluvial del norte.

Dicho sea de paso, la influencia de las diatomeas en el incremento de la resistencia al corte pico, también podría ser consistente con el factor N_{kt} medido con veletas y corregido, que es ligeramente menor a los factores estimados con el F_r , según Robertson, a partir de una base de datos que incluye diversos tipos de suelo (véase sección 4.4.1.).

Respecto a la cementación, se puede señalar que la frústula de las diatomeas está compuesta por dióxido de silicio (SiO_2), reactivo importante en los procesos puzolánicos, y que también podría inducir cementación bajo ciertas condiciones químicas. Se ha sugerido en estudios previos, como los realizados por Díaz en la Ciudad de México, donde abundan los suelos con elementos amorfos, que la alcalinidad del agua interparticular en los suelos puede disolver el sílice de la frústula de las diatomeas. El agua de mar tiene una alta naturaleza alcalina, por estar provista de cationes de Na, Ca, entre otros, y aunque el sílice no es soluble muy fácilmente, en álcalis diluidos sí. Díaz ha sugerido que la frústula disuelta genera una serie de reacciones químicas que propician la generación de enlaces interparticulares, los mismos que modifican tanto las propiedades estáticas como las dinámicas de los suelos (Díaz-Rodríguez, 1998). Entonces al menos surge la pregunta de si la cementación existe en menor o mayor medida inducida principalmente por el SiO_2 de las diatomeas. Este particular indicado también sugeriría que el efecto de cementación química que se evidencia como una S invertida en la curva de estado en ensayos de consolidación (Soga, 1994) podría ser causado por la presencia de diatomeas, y no necesariamente solo por las piritas. Sin embargo, se requieren exhaustivas investigaciones en el sector para poder ser concluyentes respecto al efecto de las diatomeas en los suelos, más allá del efecto de la cementación por piritas.

Aun con el efecto combinado de diatomeas y piritas, resulta posible que solo en casos en los que el contenido de diatomeas sea significativamente alto, el efecto se evidencie en la sensibilidad, cementación y en el alargamiento del rango elástico en la respuesta dinámica. En caso de que fuera la presencia de piritas únicamente el motivo de la modificación de la respuesta dinámica, se podría indicar preliminarmente que en las arcillas de la zona aluvial de Guayaquil e incluso Samborondón no se evidenciaría un alargamiento del rango elástico, dado que no se han observado piritas framboidales. Esto fue sugerido en el trabajo de Vera para las zonas aluviales, y en esta tesis se ha corroborado mediante análisis de imágenes SEM la ausencia de framboides de piritas en las zonas aluviales de Guayaquil.

Con todo lo anteriormente indicado, la conclusión más relevante es que se requiere realizar más ensayos cíclicos en suelos arcillosos de las diferentes zonas geotécnicas de Guayaquil, para evaluar el efecto de las diatomeas y piritas e implementar curvas de degradación de módulo y amortiguamiento específicas para perfiles con otras características relevantes; esto incluiría sectores en los que según las imágenes SEM existen diatomeas, pero no

piritas. El estudio de Vera permitió evaluar los efectos de cementación en las curvas de degradación y amortiguamiento, particular que no había sido analizado antes para Guayaquil y ha permitido contar con curvas normalizadas del comportamiento cíclico específico de los depósitos de arcilla. Sin embargo, siendo Guayaquil una ciudad con una diversidad geotécnica y geológica considerable, un buen objetivo a futuro sería extender la base de datos de ensayos de este tipo, y dimensionar el efecto en función de las proporciones de estas estructuras peculiares presentes en los suelos. Es muy posible que el efecto sea mínimo en suelos aluviales en los que no se detectaron piritas y hay un contenido menor de diatomeas, mientras que en la mayoría de las zonas estuarinas de Guayaquil exista un efecto variable entre ligero y moderado. Por otro lado, es probable también que en la zona D1 el efecto en la respuesta dinámica sea incluso un poco mayor que el evaluado por Vera en D3, considerando que en esta zona se identificó un contenido más alto de piritas y diatomeas.

Se debe reconocer que este es el inicio de un extenso trabajo de investigación, y por el momento solo se han muestreado 13 puntos del sector de análisis. En la mayoría de los sitios estudiados solo se han realizado estudios de tipo cualitativo mediante imágenes, así que cada particular indicado debería ser corroborado con ensayos adicionales XRD y FTIR. Cabe resaltar que incluso es posible que algunas microestructuras visualizadas en muestras aluviales correspondan a variaciones cristalinas de pirita, lo que motivaría la reconsideración de algunos tópicos previamente mencionados. Por lo tanto, no es posible ser muy concluyentes en los aspectos indicados, y el trabajo sintetizado en esta sección demuestra la extensa dimensión de la investigación requerida a futuro en aras de realizar una contextualización geotécnica eficiente y acertada.

4.7.3.1. Análisis comparativo de la respuesta dinámica en función de la cementación en un perfil deltaico estuarino

En caso de que el efecto de cementación no fuera preponderante en algunos sectores deltaico estuarinos, entonces en perfiles mayoritariamente arcillosos, no necesariamente se evidenciaría un alargamiento del rango elástico, y la respuesta dinámica de sitio podría no ser lo suficientemente alta para incrementar las demandas espectrales en superficie. Además, en suelos aluviales se ha corroborado la ausencia de piritas mediante imágenes SEM, por lo que en caso de que la cementación estuviera exclusivamente ligada a la presencia de piritas, en la demanda espectral de suelos aluviales de Guayaquil y Samborondón, también se excluiría el efecto de cementación. Esto podría traducirse en diseños sismo resistentes un poco más económicos, que seguirían satisfaciendo la demanda esperada.

Por lo tanto, en esta sección se ha realizado un análisis comparativo de la respuesta dinámica de un perfil deltaico estuarino D3 ubicado hacia el norte de Guayaquil, haciendo uso de una metodología lineal equivalente, considerando y sin considerar el efecto de cementación, para evaluar preliminarmente las repercusiones de esta premisa.

Un análisis de respuesta de sitio es la evaluación del nivel de reacción del perfil geotécnico del sector de estudio, principalmente en términos de intensidad de la aceleración, y en referencia a las deformaciones y los esfuerzos de corte inducidos por una fuente de excitación externa. En un análisis de respuesta, un registro sísmico se propaga desde el basamento rocoso idealmente asumido, y se estima la afectación que tiene esta señal en el perfil de suelo (Aki, 1993).

Para la ejecución de un análisis de respuesta dinámica, se pueden implementar varias metodologías de análisis, entre las cuales se puede citar el método lineal equivalente, y las metodologías de análisis no lineal. En un análisis de respuesta no lineal se representa con mayor idoneidad el comportamiento dinámico tenso-deformacional del suelo. En cada ciclo de aplicación de carga y descarga, en general el suelo degrada su rigidez al esfuerzo de corte, por lo que el módulo de rigidez no constituye un parámetro constante en el tiempo, durante la excitación producida. Además, en cada ciclo de carga se disipa cierta cantidad de energía, que está asociada al nivel de amortiguamiento, por lo que el amortiguamiento también constituye una propiedad dinámica, variable con el tiempo. Este comportamiento real del suelo, es modelado de mejor manera con un análisis no lineal. (Singh & Dobry, 1981)

Cuando se realiza un análisis lineal equivalente, se idealiza un comportamiento lineal de las propiedades relativas al esfuerzo y la deformación del suelo; sin embargo, se adoptan las características dinámicas propicias del suelo supeditadas a la magnitud de las deformaciones producidas en los diferentes estratos, por los registros sísmicos de entrada ingresados al modelo y propagados hacia la superficie.

Un método analítico empleado es el de la ecuación de ondas, el mismo que consiste en propagar verticalmente las señales sísmicas desde el basamento, considerado como un semi espacio elástico, hasta la superficie, obteniendo como resultado el movimiento producido en cada capa de suelo. En este método se asume que el perfil de suelo es infinito horizontalmente, es decir, que realmente es una columna de suelo (1D), y que está constituido por una serie de capas homogéneas en espesor, densidad, módulo de rigidez al corte y amortiguamiento. El movimiento generado por las ondas de corte propagadas verticalmente, se produce horizontalmente, y la propagación es realizada iterativamente hasta que exista una convergencia entre los valores de deformación cortante unitaria y los valores del módulo de rigidez al corte, acorde a las propiedades de la capa de suelo considerada. El resultado es una solución cerrada y exacta, capturando la no linealidad del suelo con este artificio matemático.

La metodología lineal equivalente en el contexto de la ecuación de ondas, ha sido corroborada empíricamente, contrastando señales sísmicas medidas en campo libre a partir de registros obtenidos en el basamento rocoso, con estimaciones en la superficie basadas en estos modelos, con el fin de realizar los respectivos ajustes y calibraciones. De esta manera se ha constatado que las estimaciones de la respuesta dinámica mediante un análisis lineal equivalente según la teoría de propagación de ondas, coinciden con las mediciones reales cuando el perfil de suelo y la topografía son cuasi-horizontales y homogéneos, con

mejores aproximaciones en valores pico y en espectros de aceleraciones en la superficie (Schnabel, Lysmer, & Seed, 1972). Por lo tanto, se justifica el uso de esta metodología para los fines comparativos que se persiguen en esta sección.

Ahora bien, para establecer un modelo de análisis de respuesta dinámica de sitio, se requiere caracterizar dinámicamente las capas de suelo, lo que implica estudiar el comportamiento histerético ante ciclos de carga y descarga, para establecer la variación del módulo de rigidez al corte y la variación del amortiguamiento con el paso de cada ciclo (Anderson & Stokoe, 1978). Para esto, se deberían realizar ensayos de laboratorio en muestras idealmente inalteradas, ensayos que serían principalmente triaxiales y de corte directo cíclicos. Sin embargo, en la práctica, la ejecución de este tipo de ensayos para proyectos convencionales no es viable, debido al costo y la dificultad de la obtención de muestras representativas e inalteradas.

El estado de la práctica actual, en este particular, involucra la estimación del módulo de rigidez al corte del suelo a bajas deformaciones a partir de la medición de v_s , y la obtención de parámetros estáticos de resistencia, tales como: índice de plasticidad (IP), razón de sobre consolidación (OCR), esfuerzo octaédrico efectivo (σ'_m), entre otros. ¿Cómo se relacionan estos parámetros con las propiedades dinámicas del suelo? Han sido previamente relacionadas por varios autores mediante extensas bases de datos, de las que se han obtenido curvas arquetípicas de degradación del módulo de rigidez ante sollicitaciones cíclicas y curvas de razón de amortiguamiento, calibradas acorde a las propiedades estáticas mencionadas, como se puede verificar en los estudios realizados por Seed & Idriss (1986), Vucetic & Dobry (1987), Darendeli (2001), Menq (2003), entre otros.

Según estos estudios realizados, mientras exista un mayor OCR, IP y σ'_m , resulta mayor el rango elástico de deformaciones de la muestra, es decir, el módulo de rigidez se degrada con menor rapidez conforme transcurren los ciclos de carga. Esto genera una menor razón de amortiguamiento en los ciclos de carga iniciales, y propicia una amplificación en la respuesta dinámica del sitio (Aki, 1993). Sin embargo, además del OCR, IP y σ'_m , existen otras variables que no han sido consideradas en los estudios de los autores mencionados anteriormente, tales como la cementación y la edad geológica, efectos muy difíciles de replicar en laboratorio.

Dado que el efecto de cementación por piritas indicado por Vera para las zonas deltaico estuarinas de Guayaquil, no podría ser considerado empleando directamente las curvas disponibles en la literatura a nivel mundial, una opción viable es representar el efecto de cementación en las curvas normalizadas de Darendeli para arcillas, modificando los factores de regresión estadística, de tal manera que capturen el comportamiento de las curvas implementadas en el estudio de Vera. En un primer análisis se han empleado las curvas de Darendeli convencionales, y en un segundo análisis se las ha calibrado de tal manera que se modele la cementación.

Cabe destacar que el análisis realizado constituye un caso ilustrativo, por lo que no se ha realizado una exhaustiva selección de los registros sísmicos de entrada, sino que se han

escogido registros sísmicos para un escenario gobernante típico en Guayaquil, y para una estructura de $T_n=0.8$ s aproximadamente.

Se realizó un sondeo CPTu en el sitio de estudio, para complementar la información obtenida mediante perforaciones con recuperación de muestra y ensayos geofísicos realizados. Luego de recabar y organizar toda la información obtenida de campo, se procesaron los resultados del ensayo CPTu y se determinó una columna estratigráfica representativa de manera simplificada, clasificando los perfiles de suelo según la presencia de estratos predominantes de arcillas o de mezclas limo arcillosas con arenas, y complementando la información con las perforaciones y geofísica. Para cada capa se midió o estimó el peso volumétrico (γ), σ'_m , OCR, IP, v_s , entre otras propiedades. Por lo tanto, la caracterización dinámica de la columna de suelo ha sido fundamentalmente basada en las propiedades estáticas medidas en las muestras de suelo. Además, los resultados de las perforaciones y geofísica del sitio de estudio y de otros proyectos cercanos, fueron considerados para estimar la profundidad del semi espacio elástico.

Una vez determinada la columna estratigráfica del sitio de estudio, se ingresó cada capa de suelo con los espesores y las propiedades estimadas y medidas al programa Deepsoil v.7. En un primer análisis, para los suelos arcillosos se emplearon las curvas de degradación de módulo y razón de amortiguamiento propuestos por Darendeli (2001); mientras que en los suelos arenosos se emplearon las curvas de Menq (2003). Estas curvas fueron creadas internamente en el programa Deepsoil, asignando para cada capa los valores de las propiedades estáticas. Las curvas de degradación de módulo ($G/G_{m\acute{a}x}$) y las curvas de razón de amortiguamiento de Darendeli, están definidas en base a 4 parámetros de ajuste, los mismos que se asignan en función a 12 constantes del modelo estadístico (φ), y a los valores de OCR, IP y σ'_m , que fueron ingresados para todo el perfil de suelo. Además, la curva fue ponderada al valor de $G_{m\acute{a}x}$ que se obtuvo de la estimación de ondas de corte, pues este ensayo se realiza a bajas deformaciones, es decir, en el rango elástico.

En un segundo análisis, se replicó el procedimiento, con la diferencia de que los parámetros estadísticos φ de las curvas de Darendeli han sido modificados, de tal forma que se los ha calibrado para que se ajusten a los resultados obtenidos por Vera, pero considerando las propiedades estáticas correspondientes de la capa de suelo. Así, se captura el efecto de la cementación por pirita que afectaría la respuesta de las arcillas de Guayaquil.

De los análisis realizados, se puede concluir lo que se había anticipado en secciones precedentes, existe una mayor respuesta dinámica, traducida en un mayor PGA, mayores deformaciones por corte, y un incremento en las aceleraciones espectrales estimadas en superficie, cuando se considera la cementación. En el análisis con cementación se estimó en promedio un PGA de aproximadamente 0.28 g en superficie, mientras que al no considerar cementación este valor disminuyó a 0.18 g. Mientras al considerar la cementación se estimó un pico de aceleración espectral de 0.8 g en períodos menores a 1 s, este se mantuvo alrededor de 0.6 g al obviar dicho efecto. En la figura 4.7.15 se muestran estos resultados, indicando con línea gruesa de color rojo el espectro resultante al considerar el efecto de cementación, y con línea negra gruesa el espectro prescindiendo de

dicho efecto. El sitio analizado fue preliminarmente clasificado como F4, y como se puede observar, la meseta espectral del perfil E para Guayaquil (NEC 15) se ve ligeramente superada por el espectro considerando cementación, detalle que no ocurre al obviar el efecto.

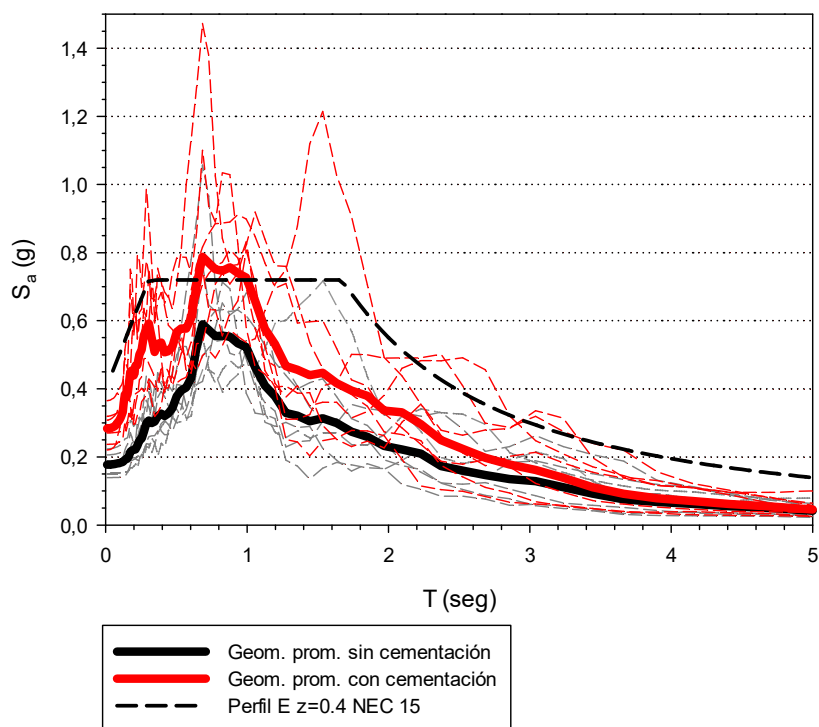


Figura 4.7.15. – Espectro de aceleraciones en superficie al considerar cementación y al obviar el efecto para un sitio deltaico estuarino

Esta dicotomía en la respuesta es lo que produce la cementación; se propicia un mayor rango elástico en la degradación del módulo de corte, lo que conlleva a un menor amortiguamiento en un intervalo mayor de deformaciones. Si el amortiguamiento es menor, existe una menor disipación de energía, suscitando aceleraciones espectrales mayores y diseños sismo-resistentes potencialmente más onerosos.

El análisis comparativo realizado ejemplifica la importancia de definir en próximas investigaciones la magnitud del efecto de cementación, ya sea por pirritas o alguna otra microestructura presente en la fábrica de los suelos finos de Guayaquil. Se ha demostrado en trabajos previos que el efecto existe, pero el análisis de su repercusión en la respuesta dinámica en función de la zona geotécnica, podría ser determinante para evitar la consecución de diseños estructurales con cierta sobreestimación o inclusive en D1 una subestimación de las demandas espectrales.

5. Conclusiones y Recomendaciones

En la presente investigación, se ha recopilado una extensa base de datos consistente en 1289 sondeos realizados en Guayaquil y sectores circunvecinos, de los cuales 469 sondeos son de tipo CPTu. Con la información recabada, se han realizado análisis de caracterización estratigráfica y propiedades geotécnicas, así como análisis simplificados de licuación, hincabilidad e incluso capacidad para elementos de cimentación profunda.

De esta manera, se ha evaluado la variabilidad de algunos parámetros geotécnicos de sectores de Guayaquil, Daule, Samborondón y Durán. Se ha otorgado un especial énfasis a la delimitación del comportamiento del suelo según la metodología de Robertson a partir de las mediciones del CPTu, complementando de esta manera los estudios precedentes de caracterización geotécnica, y haciendo extensivos algunos análisis y conclusiones a los cantones colindantes.

Como insumos de este trabajo, se ha ejecutado una campaña de exploración geotécnica cuya distribución abarca la llanura aluvial y el complejo deltaico estuarino de Guayaquil, con el fin de complementar la información geotécnica existente que fue recabada en primera instancia como parte de la base de datos. La campaña exploratoria realizada consistió en 31 sondeos CPTu, 3 perfiles de veleta eléctrica de campo, y 1 perfil de medición de velocidad de onda de corte. Asimismo, se obtuvieron 13 muestras inalteradas ubicadas a profundidades menores a 15 m, con el fin de evaluar la microestructura y composición de los suelos, especialmente el contenido de microfósiles y piritas, elementos que modifican la respuesta estática y dinámica de algunos perfiles geotécnicos de Guayaquil, según estudios previos desarrollados en la ciudad.

En cada una de las secciones que componen este trabajo, se han detallado las conclusiones pertinentes encontradas. Sin embargo, a continuación se sintetizan los trabajos realizados y se reiteran algunas de las conclusiones anteriormente mencionadas.

- i. A partir de la base de datos recabada, se realizó un análisis de tipo estadístico, tanto de las características de los sondeos, como del tipo de constitución del perfil, clasificándolo según la NEC 15. El promedio de profundidad del conjunto de datos consistente en 1289 sondeos es de aproximadamente 28 m, con una desviación estándar de 12. Un 63% de los sondeos tienen una profundidad mayor a 24.1 m, mientras un 83% de los registros tienen una profundidad mayor a 16.8 m. Aunque 314 sondeos tienen una profundidad menor a 20 m, solo se han incluido 2 sondeos de menos de 20 m que no llegaron a un estrato asimilable a rechazo, los cuales son de tipo CPTu.
- ii. Al realizar la clasificación preliminar de sondeos según la NEC, se obtuvo que 912 sondeos corresponden a perfiles tipo E o F1, correspondientes a perfiles con arcillas blandas o arenas susceptibles a licuación, respectivamente; en 437 casos podría haber presencia de suelos licuables (F1). Adicional a esto, 244 perfiles exhiben otras características peculiares, tales como: suelos orgánicos o con IP excesivo, potentes estratos de arcilla blanda o firme de 30 m de espesor, o altos

contrastes de impedancia que pueden dominar la respuesta dinámica del suelo. Por lo tanto, solo un 10% de los sondeos de la base de datos recabada constituyen perfiles con presencia de suelos preliminarmente competentes, con lo que se puede demostrar que la investigación geotécnica en el área de estudio analizada, en general requiere de exhaustivos análisis geotécnicos e investigación exploratoria para modelar idóneamente el comportamiento del suelo.

- iii. Se ha comparado la información disponible de la base de datos actual con el conjunto de perforaciones mecánicas ingresadas al modelo de ArcGIS del estudio previo de zonificación geotécnica de Guayaquil, y se puede concluir que se ha incrementado significativamente la información existente de la ciudad y sus alrededores, en términos de densidad por zona geotécnica y sector. Especialmente en la zona aluvial, la cantidad de sondeos por km² en la base de datos del presente estudio, es de entre 5 y 9, mientras que en el estudio precedente era de entre 1 y 3. Evidentemente el objetivo del estudio desarrollado por Vera era realizar una caracterización estática y dinámica basada en sofisticados análisis de laboratorio y campo, para modelar el comportamiento geotécnico de los depósitos arcillosos deltaico estuarinos, y constituyó un estudio pionero en su categoría, que ha permitido incrementar la concepción general y específica de los suelos locales, particulares muy por encima del alcance del presente trabajo. Sin embargo, se destaca la contribución al entendimiento de la geotecnia local, a través de una recopilación de sondeos que puede ser preponderante en el desarrollo de estudios posteriores, fuera del alcance de este trabajo.
- iv. En la sección 4.2. se realizó un análisis de caracterización geotécnica para 3 macrosectores: zona aluvial de Terminal-Pascuales, zona deltaico estuarina del Suburbio, y sector estuarino del Guasmo y Fertisa. En cada uno de estos sectores se identificaron perfiles con características estratigráficas semejantes, que permitieron indicar una descripción general de los sitios analizados. Además, en la sección 4.3. se detallaron los resultados obtenidos en el mapa de iso-estratos rígidos, el cual constituye una herramienta auxiliar preliminar para identificar espesores de suelos blandos o compacidad media; mientras que en los capítulos 4.5 y 4.6 se analizó la distribución geográfica de parámetros geotécnicos de resistencia y susceptibilidad a licuación para 464 ensayos CPTu. Las conclusiones obtenidas en cada uno de estos análisis, pueden ser revisadas en los capítulos correspondientes, sin embargo, se destacan los siguientes particulares:
 - a. Al analizar el macro sector de Guasmo-Fertisa, se detectaron perfiles que han sido denominados tipo I en este estudio, constituidos por suelos arcillosos de consistencia blanda a firme de espesores menores a 18 m, bajo los cuales subyacen suelos granulares de compacidad variable. Estos perfiles, cuya descripción corresponde a la zona D2 de la Microzonificación, han sido identificados también hacia el nor-este de D2 y hacia el nor-oeste. Se ha sugerido, por lo tanto, que la extensión de la zona geotécnica D2 pudiera ser un poco más amplia que lo indicado en

estudio previos, pero se deben realizar más ensayos de una longitud mayor para corroborar esta premisa.

- b. En el sector del Suburbio se identificaron suelos denominados tipo I que corresponden a potentes depósitos de suelos arcillosos de consistencia blanda a firme. Se contrastó esta información obtenida con la interpretación que generalmente se ha dado a las recomendaciones de la NEC 2015, respecto a la profundidad mínima recomendada para la exploración geotécnica. En la NEC se recomienda para edificaciones de hasta 3 niveles, la ejecución de 3 sondeos de 6 m de profundidad. Aunque se indica que en proyectos en los que se va a colocar relleno, se debería corroborar la presencia de un estrato granular, muchas veces en la práctica se omite esta observación, y se realizan estudios exploratorios con perforaciones de 6 a 10 m. Siendo que en la zona deltaico-estuarina existen perfiles F4 con espesores considerables de arcilla compresible, y considerando que en Guayaquil siempre se coloca relleno, el mismo que podría incidir en los asentamientos incluso varios años después de su colocación, tal práctica debería ser inadmisibles.
- c. En los perfiles denominados tipo III del sector del Guasmo, se ha corroborado con perforaciones la presencia de estratos cohesivos de baja consistencia subyaciendo a estratos de consistencia muy rígida y dura situados a profundidades de 20 m. Como reflexión de estos casos de estudio, se enfatiza la relevancia de plantear campañas exploratorias idóneas para el tipo de proyecto, tanto en cantidad como en profundidad de los sondeos propuestos, para de esa manera analizar detalladamente estratos de suelo blando que puedan generar problemas geotécnicos en ciertos proyectos específicos.
- d. Al analizar los perfiles tipo IV de la zona aluvial, correspondientes a estratos competentes relativamente superficiales, se ha observado que ninguno de esos sondeos fue ejecutado en la zona D4a, donde los espesores de suelo son menores a 10 m según la Microzonificación, sino indistintamente entre las zonas D4b y D4c. La alta variabilidad detectada en la zona aluvial respecto a la profundidad de estratos competentes en sectores relativamente cercanos, estaría relacionada con la presencia de la Formación Cayo, circundante a esta zona geotécnica; por ejemplo, en 28 perforaciones de las zonas D4b y c, se identificó roca a profundidades entre 25 y 60 m, en un radio de 1 km. Por lo tanto, podría resultar plausible en algunos casos, delimitar una zona geotécnica D4a con espesores de hasta 20 m de suelo, en un radio cercano a los afloramientos rocosos; y en las zonas D4b y D4c, podría indicarse la presencia indiferenciada de estratos de suelos de mayor espesor.

- e. Al analizar varios sectores deltaico estuarinos, se ha corroborado el dominio de un comportamiento arcilloso, pero en algunos sitios existen perfiles con presencia relevante de suelos granulares. En sectores de Guayaquil con una presencia relevante de arcillas, se produciría una amplificación de la respuesta dinámica porque el rango de deformaciones elásticas sería potencialmente mayor por efectos de cementación. Vera (2014) comprobó este detalle con ensayos de corte cíclicos de laboratorio reportando una mayor relación G/G_{max} y consecuentemente menor amortiguamiento en un sitio con mayor cementación. Este efecto sería atribuido a la presencia de piritas framboidales identificadas en arcillas, y generaría mayores demandas espectrales. Por lo tanto, es destacable la presencia de perfiles de suelo con predominancia de arenas en La Chala, Puerto Lisa, Parroquia Letamendi, entre otros. La presencia de arenas licuables podría afectar la respuesta dinámica de dos maneras: disminuyendo la aceleración debido a las altas deformaciones por corte asociadas a un alto amortiguamiento, y generando picos de alta frecuencia e intensidad producto de la dilatación de estos materiales. En cualquier caso, la respuesta dinámica de estos sitios diferiría del comportamiento de un depósito de suelos arcillosos con cementación, y resulta relevante que sea considerada.
- f. Se ha observado en general una buena correspondencia entre los contornos resultantes de la interpolación de estratos rígidos de la base de datos actual y las estimaciones del período elástico indicas en la Microzonificación para las zonas geotécnicas D3a y D3b. Algunas diferencias a nivel local se han podido observar en la zona D4, y se pueden revisar en detalle en la sección 4.3. Además, varias objeciones a los mapas de iso-estratos rígidos fueron mencionados en esta sección, para especificar la prudente interpretación que debería dárseles.
- g. También se puede concluir al calibrar las profundidades de estratos considerados rígidos adoptando los criterios cualitativos y cuantitativos indicados en la sección 3.3.1., con los análisis de hincabilidad realizados y mostrados en el anexo V, que en general se ha asumido como profundidad de estrato rígido, niveles en los que pilotes hipotéticos aportarían una capacidad de entre 200 y 300 toneladas. Cabe destacar que debajo de las profundidades indicadas podrían existir depósitos de suelos arcillosos compresibles, incluso en algunos casos sobre consolidados, pero que, ante cargas elevadas en un grupo de pilotes, podrían generar asentamientos; por lo tanto, el comportamiento del estado límite de servicio debería ser detalladamente considerado en estos casos.
- h. De los análisis de licuación realizados, se destaca que tanto el indicador LSN y LPI, señalan como sectores de mayor riesgo y daño asociado a licuación a los sitios ubicados hacia el norte en la zona aluvial,

especialmente en Mocolí y latitudes adyacentes en la Puntilla y Guayaquil. Además, en sectores cercanos al Suburbio de Guayaquil, se ha corroborado la susceptibilidad a licuación por presencia relevante de arenas de compacidad suelta y media, a pesar de que predominantemente se suelen identificar depósitos de arcilla en este sector. También se ha encontrado al sur-oeste de Mocolí, a pesar del comportamiento predominantemente arenoso y licuable en esta isla, que no se evidencia susceptibilidad alta a licuación, sino más bien la presencia de suelos limo arcillosos en ciertas porciones del perfil, con un comportamiento predominantemente cohesivo. Incluso en uno de los sondeos que manifestaron este comportamiento, se ejecutaron perforaciones, constatando que aunque existen intercalaciones que evidencian con el CPT valores de I_c de entre 2.4 y 2.6, los límites de consistencia indican un comportamiento esencialmente plástico.

- v. Se han empleado ensayos in situ tales como la medición de veletas y la medición de velocidad de onda cortante durante el CPT, para evaluar la incertidumbre epistémica de las estimaciones de Robertson, y realizar otras observaciones pertinentes, detalladas a continuación:
 - a. De los ensayos de veleta de campo, al margen de sus limitaciones mencionadas en la sección 4.4., se ha podido observar que en general estas mediciones resultan en valores de $s_{u \text{ peak}}$ mayores a los obtenidos en laboratorio a partir de muestras inalteradas, mientras que se nota una mejor correspondencia entre los resultados de laboratorio y los $s_{u \text{ r}}$ (resistencia remoldeada) medidos con veletas. Esto ha sido atribuido a la calidad del muestreo y a los cambios tenso-deformacionales a los que es sometida la muestra desde su extracción. Se ha sugerido que en lugar de medir la resistencia al corte pico, en algunos casos se está midiendo una resistencia remoldeada en laboratorio. Otros razonamientos que sustentan esta observación fueron indicados en la sección correspondiente.
 - b. Dado que con la ejecución de ensayos CPT-VST se puede establecer un factor N_{kt} idóneo para el sitio, se han registrado los factores medidos con ensayos de veleta y en general son menores a los obtenidos con ensayos de laboratorio e indicados incluso en la literatura local existente (a menor N_{kt} , mayor s_u). Considerando que no se cuenta con una extensa base de datos VST-CPT, no es posible ser concluyentes respecto a los factores que pueden emplearse por zona geotécnica, pero se puede indicar que la tendencia observada al momento es la obtención de menores N_{kt} que en la literatura precedente.
 - c. Si no es posible medir resistencia al corte con veletas, se ha comprobado que usar un factor N_{kt} , de aproximadamente 14, o la ecuación de Robertson dependiente del F_r para estimar el s_u a partir del CPT $_u$, pueden

resultar opciones conservadoramente plausibles para representar apropiadamente la resistencia no drenada al corte.

- d. A falta de VST y CPT, sería recomendable limitar la cantidad de muestras de calidad baja a media para la obtención de s_u , para no medir en laboratorio resistencias remoldeadas en lugar de la resistencia pico.
- e. Sería recomendable también en años posteriores emplear con mayor frecuencia el ensayo in situ de veletas, para obtener por zonas geotécnicas una mayor cantidad de factores N_{kt} idóneos que permitan estimar a partir del CPT, en otros sitios cercanos, valores de s_u ligeramente más altos a los medidos actualmente en laboratorio, y más representativos del estado real del suelo in situ.
- f. Mediante los ensayos de veletas de campo se han medido las sensibilidades en algunos perfiles de suelo. Aunque se han medido valores mayores a 6 en la zona deltaico estuarina, en general las sensibilidades medidas no son altas, ni se refleja en los datos obtenidos una diferencia significativa entre las zonas deltaico estuarinas y la zona aluvial. Sin embargo, se debe mencionar que con 58 mediciones de veletas en 8 perfiles y con estimaciones a partir del CPT, no es posible ser concluyentes. Por ende, en investigaciones posteriores se analizará exhaustivamente la variación espacial por zonas geotécnicas de la sensibilidad medida con veletas e incluso la estimada con CPT, para evaluar las tendencias mencionadas en la literatura existente, que indica que la sensibilidad debería ser menor en la zona aluvial que en la estuarina por el efecto de cementación por piritas framboidales en estas últimas.
- g. Al comparar las mediciones de v_s obtenidas con ensayos downhole por tipo de suelo, con las estimaciones obtenidas del CPT empleando la ecuación de Robertson, los coeficientes medido/estimado varían entre 0.75 y 0.80, y las desviaciones estándar entre 0.11 y 0.17. Por lo tanto, se ha encontrado en la información disponible al momento que Robertson sobreestima la v_s en un 25 a 30%, debido a algunos factores indicados en la sección 4.4; sin embargo, la tendencia de esta estimación es bastante acertada si se considera la baja desviación estándar obtenida. Se ha empleado también la ecuación de Vera para estimar por zona geotécnica la v_s a partir del CPT, y se encontrado en arcillas deltaico estuarinas de Guayaquil un excelente ajuste, mejor que el de Robertson, pero en zonas aluviales no. Por lo tanto, si no se mide v_s con el ensayo downhole SCPT en arcillas estuarinas de Guayaquil, se recomienda usar la ecuación de Vera a partir del CPT, mientras que una buena práctica en perfiles aluviales de Guayaquil y en depósitos de suelo de Durán, Samborondón y Daule, sería estimar la v_s con la ecuación de Robertson, considerando en arenas un valor cercano al 80% de las estimaciones, y un 75% para arcillas. Esta recomendación

puede resultar muy útil para la ejecución de análisis de respuesta de sitio en los que no se pueda medir la v_s downhole o no se cuente con estimaciones confiables a partir de geofísica, considerando que más del 50% de sondeos de esta base de datos fueron clasificados como F potencialmente, y según la NEC 15, para estos perfiles resulta necesaria la ejecución de análisis de respuesta local.

- vi. Se realizaron análisis visuales y cuantitativos de la microestructura de 13 muestras obtenidas en diferentes sitios de Guayaquil y alrededores, mediante ensayos SEM y XRD. Se han detectado diatomeas en 12 de las 13 muestras analizadas, incluyendo sitios aluviales de Samborondón y Guayaquil, así como deltaico estuarinos de Durán. Cierta tendencia a una menor concentración de diatomeas ha sido detectada hacia el norte de la zona aluvial de Guayaquil. Por otro lado, las piritas framboidales han sido identificadas visualmente en 7 de las 8 muestras deltaico estuarinas analizadas en Guayaquil y Durán, pero en ninguna muestra aluvial. Es posible sin embargo que existan otras formas de pirita en la muestra estuarina en la que no se detectaron framboides, e inclusive en zonas aluviales, detalle que no puede ser confirmado al momento considerando que en los ensayos XRD realizados sin fraccionamiento del material, no se pudo detectar cuantitativamente piritas en esas muestras mencionadas. El efecto que pudieran tener estas microestructuras en la cementación y en la respuesta dinámica, han sido extensamente analizados en la sección 4.7, y se invita al lector a revisar las conclusiones en ese capítulo. Sin embargo, la principal repercusión es que la respuesta dinámica en suelos aluviales de Guayaquil y Samborondón, e inclusive en perfiles estuarinos de Guayaquil y Durán podría no ser tan relevante como en la zona estuarina D3 en la que Vera (2014) constató un alargamiento del rango elástico, o podría ser incluso despreciable; en la zona estuarina D1, sin embargo, podría existir un efecto mayor si la cementación estuviera ligada exclusivamente a la presencia de piritas.
- vii. Finalmente, se debe destacar que este análisis constituye el inicio de un extenso trabajo, motivo por el cual a lo largo de este documento se ha pretendido contextualizar el vasto requerimiento de investigación fundamental para la ejecución de una labor geotécnica prolija y acertada; en estudios posteriores se deberían realizar más ensayos cíclicos de laboratorio para evaluar el efecto en la respuesta para contenidos variables de piritas y diatomeas, puesto que estos efectos dinámicos podrían propiciar en la actualidad un sobredimensionamiento estructural en los diseños sismo resistentes, debido a la obtención de mayores aceleraciones espectrales, producto del modelamiento de la cementación en todos los suelos arcillosos.

Bibliografía

- Anagnos, T., & Krremidjian, A. (1982). Stochastic time-predictable model for earthquake occurrences. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 74, No.6, pp. 2593-2611. doi:<https://doi.org/10.3133/ofr801153>
- Anderson, D., & Stokoe, K. (1978). Shear modulus: A time-dependent soil property. *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654*, pp. 66-90. doi:<https://doi.org/10.1520/stp35672s>
- Arenaldi, G., Ovalle, C., & Barrios, A. (2019). Compressibility and dynamic properties of diatomaceous soils of Mejillones. *Obras y Proyectos* 25, 6-14.
- Bailey, T., & Gatrell, A. (1995). Interactive Spatial Data Analysis. *Longman Scientific & Technical*, 395.
- Baligh, M., & Levadoux, J. (1986). Consolidation after undrained piezocone penetration. *J. Geotech. Eng.* 112(7), 727–745.
- Beauval, C., Marinier, J., & Yépez, H. (2018). A New Seismic Hazard Model for Ecuador. *Bulletin of the Seismological Society of America* 108 (3). doi:10.1785/0120170259
- Benítez, S., & Martillo, C. (2008). Valles anegados de la Costa Ecuatoriana durante la transgresión Holocena. *X Congreso de Ingeniería de Geología, Minas y Petróleos*. Loja.
- Benítez, S., & Vera, X. (2006). *Estudio Geológico de la ciudad de la ciudad de Guayaquil. Informe final de Investigación y Estudio del comportamiento dinámico del subsuelo*. IIFIUC, Universidad Católica Santiago de Guayaquil.
- Berner, R. (1984). Sedimentary pyrite formation: An update. *Geochim. Cosmochim. Acta*, 48, (págs. 605–615).
- Bonilla, M., & Mark, R. (1984). Statistical relations among earthquake magnitude, surface rupture length, and surface fault displacement. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 74, pp. 2379-2411. doi:<https://doi.org/10.3133/ofr84256>
- Caicedo, B., & Mendoza, C. (2018). Behavior of diatomaceous soils in lacustrine deposits of Bogotá, Colombia. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 10 (2018), 367-379.
- Cook, H., & Johsin, P. (2009). Methods of sample preparation and x-ray diffraction data analysis. *Institute of Geophysics and Planetary Physics no. 74*, 999–1007.
- Díaz Rodríguez, A. (2014). *Mecánica de Suelos: Naturaleza y propiedades*. México D.F.: Trillas. doi:978-607-17-1954-6

- Díaz-Rodríguez, A. (2011). Diatomaceous soils: monotonic behavior. *International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*. Seúl: Civil Engineering Department, National University of Mexico. doi:DOI: 10.13140/2.1.3322.5606
- Díaz-Rodríguez, J., & Lozano-Santa Cruz, R. (1998). Physical, chemical, and mineralogical properties of Mexico City sediments: a geotechnical perspective. *Canadian Geotechnical Journal* *J. 35:*, 600–610 .
- Djomgoue, P. (2013). FT-IR Spectroscopy Applied for Surface Clays Characterization. *Journal of Surface Engineered Materials and Advanced Technology*, *3*, 275-282.
- Dobry, R., & Vucetic, M. (1991). Dynamic Properties and Seismic Response of Soft Clay Deposits. *International Symposium on Geotech. Eng. Of Soft Soils Vol. 2*, (págs. pp. 51-87). Mexico City.
- Geoestudios S.A. (2015). *Manual Práctico para la Caracterización Geológica, Geotécnica y Sísmica de Guayaquil*. Guayaquil.
- Gilstrap, S. (1998). CPT based liquefaction resistance analyses evaluated using case histories. *CPT based liquefaction resistance analyses evaluated using case histories*. Provo, UT: Department of Civil Environmental Engineering, Brigham Young University.
- Hillier, S. (2000). Accurate quantitative analysis of clay and other minerals in sandstones by XRD: comparison of a Rietveld and a reference intensity ratio (RIR) method and the importance of sample preparation. *Clay Miner.*, *vol. 35, no. 1*, 291–291.
- Holtz, R., & Kovacs, W. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. New Jersey: Prentice Hall. doi:0-13-484394-0
- Hutchinson, M. (1988). Calculation of hydrologically sound digital elevation models.
- Iwasaki, T., & Tokida, K. (1981). Soil Liquefaction Potential Evaluation with Use of the Simplified. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*.
- Jefferies, M., & Davies, M. (1993). Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, *16(4)*: 458-468.
- Kulhawy, F., & Robertson, P. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design, Report EL-6800*. Electric Power Research Institute, EPRI,.
- Ladd, C., & Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. *J. of the Geotech. Eng. Div.*, *100(GT7)*, 763-786.
- Lunne, T., & Robertson, P. (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. doi:10.1007/s11204-010-9072-x

- Madejová, J. (2003). FTIR techniques in clay mineral studies. *Vib. Spectrosc.*, vol. 31, no. 1, 1–10.
- Mayne, P. (2009). *Diseño ingenieril usando el Ensayo de Penetración con Cono*. ConeTec.
- Mayne, P. (2010). *Regional Report for North America*. Atlanta, GA USA: Georgia Institute of Technology.
- Mayne, P. (2014). Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests. Atlanta, GA USA: Georgia Institute of Technology.
- MIDUVI. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Mitchell, A. (2005). *The ESRI Guide to GIS Analysis, Volume 2*. Esri Press.
- Oliver, M. (1990). Kriging: A Method of Interpolation for Geographical Information Systems. *International Journal of Geographic Information Systems* 4, 313–332.
- Plewes, H., & Davies, M. (1992). CPT based screening procedure for evaluating liquefaction susceptibility. In *Proceedings of the 45th Canadian Geotechnical Conference*, (págs. pp. 41-49).
- Robertson, P. (2009). Performance based earthquake design using the CPT. *Keynote Lecture, International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering from case history to practice*. IS-Tokio.
- Robertson, P. (2010a). Soil behaviour type from the CPT: an update. *2nd International Symposium on Cone Penetration test CPT10*. Huntington Beach, CA, USA.
- Robertson, P. (2012). Interpretation of in-situ tests – some insights.
- Robertson, P. (2016). Cone penetration test (CPT) based soil behaviour type (SBT). *Can. Geotech. J.* 53:, 1910–1927. doi:<http://dx.doi.org/10.1139/cgj-2016-0044>
- Robertson, P., & Campanella, R. (1986). Seismic CPT to measure in situ shear wave velocity.
- Robertson, P., & Wride, C. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442–459.
- Schmertmann, J. (1978). *Guidelines for cone test, performance and design*. Report FHWA-TS-78209. Federal Highway Administration.
- Schnabel, P., Lysmer, J., & Seed, H. (1972). SHAKE - A computer program for earthquake analysis of horizontally layered sites. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. doi:Report No. EERC 72-12.
- Shiwakoti, D., & Tanaka, H. (2002). Influences of diatom microfossils on engineering properties in soils. *Soils and Foundations Vol. 42 No. 3*, 1-17.

- Singh, R., & Dobry, R. (1981). Nonlinear seismic response of soft clay sites. (A. S. Engineers, Ed.) *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* vol. 107, pp 1201-18. doi:ISSN: 1090-0241
- Smart, P., & Tovey, N. (1982). *Electron Microstructure of Soils and Sediments: Techniques*. Oxford: Oxford University Press.
- Smith, E. (1962). Pile-Driving Analysis by the Wave Equation. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 127, Issue 1, Pg. 1145-1170.
- Sonmez, H. (2003). Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol,Turkey). *Env Geol* 44, 862–871. doi:doi.org/10.1007/s00254-003-0831-0
- Tonkin & Taylor Ltd. (2013). Liquefaction Vulnerability Study. Liquefaction vulnerability study Earthquake Commission.
- Vera, X. (2014). Seismic Response of a Soft, High Plasticity, Diatomaceous Naturally Cemented Clay Deposit. Doctoral Thesis. University of California, Berkeley.
- Watson, D., & Philip, G. (1985). A Refinement of Inverse Distance Weighted Interpolation.
- Welton, J. (1984). *SEM Petrology Atlas, Method in Exploration Series*. The American Association of Petroleum Geologists.
- Wiemer, G., & Kopf, A. (2017). Influence of diatom microfossils on sediment shear strength and slope stability. *Geochemistry, Geophysics, Geosystems* 18, 333–345. doi:10.1002/2016GC006568
- Zhang, G., Robertson, P., & Brachman, R. (2002). Estimating licuefaction Induced Ground Settlemets from the CPT. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 1168-1180.

Apéndice

Anexo I: Base de datos y mapas de interpolación

Anexo II: Registro de mediciones y propiedades geotécnicas de CPTs complementarios, perfiles de v_s

Anexo III: Caracterización geotécnica según tipo de perfiles por sector (overlay)

Anexo IV: Análisis de licuación con CPTs complementarios

Anexo V: Análisis de hincabilidad y capacidad de carga

Anexo VI: Fotografías SEM, resultados XRD, FTIR

Anexo VII: Registro fotográfico de ejecución de varios VST y CPTs