

Escuela Superior Politécnica del Litoral

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO MEDIANTE
ENSAYOS DE CAMPO Y EL ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DEL
USO DE WICK DRAINS PARA LA CONSOLIDACIÓN DEL
SUELO POR MEDIO DEL MÉTODO DE PRECARGA.”**

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO

MAGÍSTER EN GEOTECNIA

PRESENTADO POR:

ING. WILSON ANDRÉS CABEZAS PANCHANA

ING. CRISTHIAN ALEXI MACÍAS LOOR

GUAYAQUIL – ECUADOR

2025

Dedicatoria

Este proyecto se lo quiero dedicar a mi esposa, quien ha sido mi fortaleza y fuente de inspiración durante todo este proceso. Tu amor incondicional me ha permitido superar obstáculos, mantener la motivación y alcanzar este logro.

A mis padres, quienes siempre han creído en mí y me han brindado su guía. Su profesionalismo y perseverancia me inculcó el amor por la ingeniería civil y la búsqueda de la excelencia. La admiración que siento por ellos es lo que me impulsa a ser mejor cada día.

Se la dedico a Dios y a su ángel que sé que me cuidará siempre, a ti Papi Cesar, que no me pudiste ver, pero no me cabe duda de que estarás festejando este logro mío con el de arriba.

Les expreso mi más sincero agradecimiento por estar siempre presentes en mi vida y por ayudarme a alcanzar este sueño. Sin su apoyo, nada de esto hubiera sido posible.

Wilson Andrés Cabezas Panchana.

Quiero dedicar la obtención de este título a mis padres, mi hermana, mi familia y mi novia, quienes me acompañaron mientras desarrollaba mi maestría, periodo durante el cual estuvieron siempre a mi lado y aún más cuando en el tramo final de la maestría me tocó afrontar complicaciones con mi salud.

Cristhian Alexi Macías Loor.

Agradecimientos

Primero quiero agradecer a Dios por darme la sabiduría y fortaleza que le pido día a día. Porque sin sus bendiciones no hubiese podido cumplir esta meta.

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a todas las personas que han contribuido a la realización de esta tesis. Quiero agradecer a mi compañero de tesis Cristhian Macías Loor, por su colaboración y apoyo constante a lo largo de este proceso, por no bajar los brazos y sacar adelante este proyecto. También quiero expresar mi gratitud a mis tutores, los ingenieros Davide Bezenson y Carlos Grau, por su guía y orientación académica, que han sido fundamentales para la calidad y rigor de esta investigación. Así mismo, quiero agradecer a mis compañeros de trabajo, que, con sus bromas y sentido del humor, han ayudado a aliviar el estrés y la presión de este arduo proceso.

Finalmente, quiero expresar mi más profundo agradecimiento a mis padres y a mi esposa, que han sido mi apoyo incondicional y mi fuente de motivación en cada momento.

Wilson Andrés Cabezas Panchana.

Agradecimientos

A mis profesores y coordinadores de la maestría por el conocimiento impartido, por haber demostrado prestancia y compromiso con este motivo, y de manera muy especial al M. Sc. Davide Bezenson por haber sido una guía permanente como catedrático y como persona.

Al M. Sc. Fausto Molina, por haberme acompañado en el desarrollo de un tema de tesis que finalmente por situaciones de índole personal no pude culminar.

Al M. Sc. Carlos Grau Sacoto, tutor de tesis, por habernos facultado su guía e insumos para nuestro trabajo de tesis.

A Dios por permitirme alcanzar este objetivo a pesar de las dificultades atravesadas.

Cristhian Alexi Macías Loor.

Declaración Expresa

Nosotros Wilson Andrés Cabezas Panchana y Cristhian Alexi Macías Loor acordamos y reconocemos que: La titularidad de los derechos patrimoniales de autor del proyecto de graduación corresponderá al autor o autores, sin perjuicio de lo cual la ESPOL recibe en este acto una licencia gratuita de plazo indefinido para el uso no comercial y comercial de la obra con facultad de sublicenciar, incluyendo la autorización para su divulgación, así como para la creación y uso de obras derivadas. En el caso de usos comerciales se respetará el porcentaje de participación en beneficios que corresponda a favor del autor o autores. El o los estudiantes deberán procurar en cualquier caso de cesión de sus derechos patrimoniales incluir una cláusula en la cesión que proteja la vigencia de la licencia aquí concedida a la ESPOL.

La titularidad total y exclusiva sobre los derechos patrimoniales de patente de invención, modelo de utilidad, diseño industrial, secreto industrial, secreto empresarial, derechos patrimoniales de autor sobre software o información no divulgada que corresponda o pueda corresponder respecto de cualquier investigación, desarrollo tecnológico o invención realizada por mí/nosotros durante el desarrollo del proyecto de graduación, pertenecerán de forma total, exclusiva e indivisible a la ESPOL, sin perjuicio del porcentaje que me/nos corresponda de los beneficios económicos que la ESPOL reciba por la explotación de mi/nuestra innovación, de ser el caso.

En los casos donde la Oficina de Transferencia de Resultados de Investigación (OTRI) de la ESPOL comunique los autores que existe una innovación potencialmente patentable sobre los resultados del proyecto de graduación, no se realizará publicación o divulgación alguna, sin la autorización expresa y previa de la ESPOL.

Guayaquil 14 de marzo del 2025.

Wilson Andrés Cabezas Panchana

Cristhian Alexi Macías Loor

EVALUADORES

Ph. D. Samantha Jiménez Oyola

Profesor de la Materia

M. Sc. Davide Besenzon Venegas

Profesor de la Materia

M. Sc. Carlos Grau Sacoto

Tutor de proyecto

RESUMEN

La consolidación de suelos es un desafío geotécnico clave en el sector de la construcción. Este estudio aborda la caracterización geotécnica del suelo mediante ensayos de campo y la viabilidad del uso de «wick drains» para consolidar el suelo con el método de precarga. Se analiza un perfil estratigráfico representativo del lugar, crucial para cualquier evaluación geotécnica, en el que se tienen en cuenta las características geomecánicas de los estratos de suelo.

Se presentan los resultados de los ensayos CPTu proporcionados por Geocimientos S. A. Además, se evalúan los asentamientos esperados y el tiempo total de consolidación mediante el método de elementos finitos en el software Plaxis 2D.

Finalmente, se incorpora el análisis de «wick drains» en el modelo computacional Plaxis 2D, estimando la reducción del tiempo de consolidación con esta técnica. Este trabajo proporciona una visión integral de la consolidación del suelo y la aplicación de tecnologías avanzadas para mejorar la eficiencia de los procesos constructivos.

Palabras claves: CPTu, Estratigrafía, Drenes Verticales, Plaxis 2D, Modelos Constitutivos.

ABSTRACT

Soil consolidation is a key geotechnical challenge in the construction industry. This study addresses the geotechnical characterization of soil by field testing and the feasibility of using wick drains to consolidate soil with the preloading method. A representative stratigraphic profile of the site, crucial for any geotechnical evaluation, is analyzed, in which the geomechanical characteristics of the soil strata are taken into account.

The results of the CPTu tests provided by Geocimientos S. A. are presented. In addition, the expected settlements and total consolidation time are evaluated using the finite element method in Plaxis 2D software.

Finally, wick drains analysis is incorporated into the Plaxis 2D computational model, estimating the reduction of consolidation time with this technique. This work provides a comprehensive view of soil consolidation and the application of advanced technologies to improve the efficiency of construction processes.

Keywords: CPTu, Stratigraphy, Vertical Drains, Plaxis 2D, Constitutive Models.

INDICE GENERAL

RESUMEN.....	6
ABSTRACT.....	7
INDICE GENERAL.....	8
INDICE DE GRAFICOS	11
INDICE DE TABLAS.....	14
CAPITULO I – INTRODUCCIÓN.....	15
1.1 INTRODUCCIÓN	15
1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	15
1.3 JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	18
1.4 OBJETIVOS	19
1.4.1 OBJETIVO GENERAL	19
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
CAPITULO II – INTRODUCCIÓN.....	20
2.0 MARCO TEÓRICO	20
2.1 SUELO	20
2.2 PROPIEDADES ÍNDICE DE LOS SUELOS	20
2.2.1 <i>Peso unitario</i>	20
2.2.2 <i>Gravedad Especifica</i>	21
2.2.3 <i>Contenido de humedad</i>	21
2.2.4 <i>Porosidad</i>	22
2.2.5 <i>Relación de vacíos</i>	22
2.2.6 <i>Densidad relativa</i>	22
2.2.7 <i>Permeabilidad</i>	22
2.2.8 <i>Cohesión</i>	24
2.2.9 <i>Angulo de fricción</i>	24
2.3 PARÁMETROS RELEVANTES DENTRO DE LA CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DE UN SUELO.	25
2.3.1 <i>OCR (Over Consolidation Ratio)</i>	25
2.3.2 <i>Coeficiente de empuje de tierras en reposo (K0)</i>	26

2.3.3 Coeficiente de Poisson.....	26
2.3.4 Modulo de elasticidad.....	27
2.3.5 Coeficiente Kappa (κ).....	27
2.3.6 Coeficiente Lambda (λ).....	28
2.4 CONSOLIDACIÓN.....	28
2.4.1 Índice de compresión (C_c).....	29
2.4.2 Coeficiente de consolidación (C_v).....	29
2.5 ESTUDIO DEL SITIO.....	29
2.6 PERFILES O CORTES ESTRATIGRÁFICOS DEL TERRENO.....	31
2.7 SONDEOS MECÁNICOS.....	33
2.8 PRUEBA DE PENETRACIÓN CÓNICA (CPT).....	34
2.8.1 Procedimiento del ensayo.....	34
2.8.2 Aplicación.....	34
2.8.3 Resistencia de punta corregida (q_t).....	35
2.8.4 Relación de fricción (R_f).....	36
2.8.5 Peso unitario del suelo (γ).....	36
2.8.6 Normalización de los parámetros del CPT_u	37
2.9 MEJORAMIENTO DEL SUELO.....	40
2.9.1 Precompresión.....	41
2.9.1.1Asentamiento elástico.....	43
2.9.1.2Asentamiento por consolidación.....	44
2.9.2 Drenaje.....	44
2.9.2.1 Diseño de wick drains.....	45
2.10 MODELOS NUMÉRICOS EN LA GEOTECNIA.....	48
CAPITULO III – METODOLOGÍA.....	54
3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	54
3.2 POBLACIÓN.....	54
3.3 PROCEDIMIENTO.....	56
3.4 RECOLECCIÓN DE DATOS.....	56
3.5 RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	56
3.6 PROCESAMIENTO DE LOS DATOS RECOPIADOS.....	59
3.6.1 Procesamiento de ensayos CPT_u	59
3.7 DEFINICIÓN DE PERFIL ESTRATIGRÁFICO REPRESENTATIVO PARA CADA PUNTO DE ENSAYO CPT_u	60
3.8 DETERMINACIÓN DE LA CONSOLIDACIÓN.....	60

3.8.1 <i>Determinación de la consolidación mediante el empleo de técnicas para la reducción del tiempo de consolidación esperado.</i>	61
3.9 CONFIGURACIÓN Y PARAMETRIZACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL.	61
3.9.1 <i>Parámetros del modelo constitutivo</i>	66
3.9.2 <i>Configuraciones de las fases de cada modelo</i>	69
CAPÍTULO IV - RESULTADOS Y ANÁLISIS	75
4.1 CARACTERIZACIÓN DE LA ESTRATIGRAFÍA DEL SITIO MEDIANTE EL PROCESAMIENTO DE ENSAYOS CPTU A TRAVÉS DEL SOFTWARE CPET-IT v3.9.3.14.	75
4.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL ENSAYO CPTu 1	75
4.2.1 <i>Análisis no normalizado</i>	75
4.2.2 <i>Análisis normalizado</i>	80
4.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL ENSAYO CPTu 2	81
4.3.1 <i>Análisis no normalizado</i>	81
4.3.2 <i>Análisis normalizado</i>	87
4.4 ESTRATIGRAFÍAS OBTENIDAS A PARTIR DE LOS ENSAYOS CPTU	89
4.4.1. <i>Estratigrafías ensayo CPTu 1</i>	89
4.4.2. <i>Estratigrafías ensayo CPTu 1</i>	90
4.4.3. <i>Corte estratigráfico del sitio de estudio</i>	91
4.5. USO DEL SOFTWARE PLAXIS 2D PARA LA DETERMINACIÓN DE CONSOLIDACIONES, ASENTAMIENTOS Y TIEMPOS TOTALES HACIENDO USO DE WICK DRAINS Y COMO PROCESO DE ACCELERACIÓN DE LA CONSOLIDACIÓN EL MÉTODO DE PRECARGA.	92
4.5.1 <i>Comparación de las deformaciones verticales:</i>	93
4.5.2 <i>Comparación de excesos de presión de poros:</i>	100
4.5.3 <i>Validación del modelo computacional</i>	107
CAPÍTULO V – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	109
5.1 CONCLUSIONES	109
5.2 RECOMENDACIONES	110
BIBLIOGRAFÍA	112
ANEXOS	116

INDICE DE GRAFICOS

GRÁFICO 1 MAPA GEOLÓGICO DE LOS CANTONES GUAYAQUIL Y DURÁN QUE ENMARCA LA ZONA DE INTERÉS [MODIFICADO DE REYES Y MICHAUD, 2012]	17
GRÁFICO 2 TERRENO NATURAL DEL SITIO DE ESTUDIO	18
GRÁFICO 3 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SUELO	32
GRÁFICO 4 TIPOS DE SONDEOS MECÁNICOS IN SITU.....	33
GRÁFICO 5 TABLAS SBT PARA LA CLASIFICACIÓN DE SUELO, ADAPTADO DE ROBERTSON,2010	35
GRÁFICO 6 RELACIÓN ENTRE ÁREA TRANSVERSAL GRUESA Y ÁREA NETA DE PIEZOCONO	36
GRÁFICO 7 PRINCIPIOS DE PRECOMPRESIÓN.....	42
GRÁFICO 8 ESQUEMA DE APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DRENAJE	45
GRÁFICO 9 ESQUEMA DE INSTALACIÓN DE WICK DRAIN	47
GRÁFICO 10 PATRÓN CUADRADO EN WICK DRAINS	48
GRÁFICO 11 VISTA DE SECCIÓN DE UN MODELO GEOTÉCNICO COMPUTACIONAL	49
GRÁFICO 12 RELACIÓN TENSION-DEFORMACIÓN DEL MODELO LINEAL	50
GRÁFICO 13 MODELO SOFT SOIL ES UN MODELO TIPO CAM-CLAY DE UN SUELO ARCILLOSO NORMALMENTE CONSOLIDADO.	53
GRÁFICO 14 UBICACIÓN DE LA CIUDADELA BRISAS DE PROCARSA	55
GRÁFICO 15 ESTRATIGRAFÍA DEL SITIO	55
GRÁFICO 16 PROCESO INVESTIGACIÓN CON ENFOQUE CUANTITATIVO.....	56
GRÁFICO 17 EJECUCIÓN DE ENSAYO CPTu POR PARTE DE GEOCIMENTOS S.A.....	57
GRÁFICO 18 UBICACIÓN DE ENSAYOS RECOLECTADOS	58
GRÁFICO 19 SOFTWARE CPET-IT DE GEOLOGISMIKI.....	59
GRÁFICO 20 SOFTWARE PLAXIS 2D DE BENTLEY.....	60
GRÁFICO 21 GRÁFICOS COMPARATIVOS DE LOS ENSAYOS CPTu 1 Y CPTu 2.	61
GRÁFICO 22 VARIACIÓN EN % ENTRE LOS PARÁMETROS MEDIDOS PARA LOS ENSAYOS CPTu 1 Y CPTu 2.....	62
GRÁFICO 23 MODELO EN PLAXIS 2D.....	63
GRÁFICO 24 PROPIEDADES DEL MATERIAL EN PLAXIS 2D.....	66
GRÁFICO 25 RESULTADOS DEL ENSAYO CPTu 1.	67
GRÁFICO 26 ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN (ASTM D2435).	67
GRÁFICO 27 PROPIEDADES DEL MATERIAL ARCILLA LIMOSA EN PLAXIS 2D.	68
GRÁFICO 28 PROPIEDADES DEL MATERIAL ARCILLA LIMOSA EN PLAXIS 2D (POROSIDAD).	68

GRÁFICO 29 RESULTADOS DEL ENSAYO CPTu 1 (PERMEABILIDAD).....	69
GRÁFICO 30 RESULTADOS DEL ENSAYO CPTu 1.	69
GRÁFICO 31 RESISTENCIA POR PUNTA NO NORMALIZADA (QC) CPTu 1.....	75
GRÁFICO 32 GRÁFICA RESISTENCIA POR FUSTE NO NORMALIZADA (f_s) Y RADIO DE FRICCIÓN NO NORMALIZADO CPTu 1.....	76
GRÁFICO 33 GRÁFICA DE PRESIÓN DE POROS NO NORMALIZADA (u) CPTu 1	77
GRÁFICO 34 GRÁFICA Ic (SBT) NO NORMALIZADO CPTu 1.....	78
GRÁFICO 35 GRÁFICA SBT CPTu 1	79
GRÁFICO 36 PERFIL ESTRATIGRÁFICO SEGÚN CLASIFICACIÓN SBT CPTu 1	80
GRÁFICO 37 GRÁFICAS NORMALIZADAS ENSAYO CPTu 1.....	80
GRÁFICO 38 RESISTENCIA POR PUNTA NO NORMALIZADA (qc) CPTu 2	82
GRÁFICO 39 GRÁFICA RESISTENCIA POR FUSTE NO NORMALIZADA (fs) Y RADIO DE FRICCIÓN NO NORMALIZADO CPTu 2.....	83
GRÁFICO 40 GRÁFICA DE PRESIÓN DE POROS NO NORMALIZADA (u) CPTu 2	84
GRÁFICO 41 GRÁFICA Ic (SBT) NO NORMALIZADO CPTu 2.....	85
GRÁFICO 42 PERFIL ESTRATIGRÁFICO SEGÚN CLASIFICACIÓN SBT CPTu 2	86
GRÁFICO 43 GRÁFICAS NORMALIZADAS ENSAYO CPTu 2.....	87
GRÁFICO 44 ESTRATIGRAFÍA OBTENIDA CPTu 1	89
GRÁFICO 45 ESTRATIGRAFÍA OBTENIDA CPTu 2	90
GRÁFICO 46 PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SITIO DE ESTUDIO	91
GRÁFICO 47 PUNTOS DE INTERÉS.....	92
GRÁFICO 48 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES MODELO 1 FASE 2	93
GRÁFICO 49 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES MODELO 2 FASE 2	93
GRÁFICO 50 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES MODELO 1 FASE 3	94
GRÁFICO 51 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES MODELO 2 FASE 3	94
GRÁFICO 52 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES MODELO 1 FASE 4	95
GRÁFICO 53 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES MODELO 2 FASE 4	95
GRÁFICO 54 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES MODELO 1 FASE 5	96
GRÁFICO 55 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES MODELO 2 FASE 5	96
GRÁFICO 56 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES MODELO 1 FASE 6	97
GRÁFICO 57 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES MODELO 2 FASE 6	97
GRÁFICO 58 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES MODELO 1 FASE 7	98
GRÁFICO 59 DESPLAZAMIENTOS VERTICALES MODELO 2 FASE 7	98
GRÁFICO 60 DEFORMACIONES Vs TIEMPO.....	99

GRÁFICO 61 CONSOLIDACIÓN POR FASES.	100
GRÁFICO 62 EXCESOS DE PRESIÓN DE POROS MODELO 1 FASE 2.....	100
GRÁFICO 63 EXCESOS DE PRESIÓN DE POROS MODELO 2 FASE 2.....	101
GRÁFICO 64 EXCESOS DE PRESIÓN DE POROS MODELO 1 FASE 3.....	101
GRÁFICO 65 EXCESOS DE PRESIÓN DE POROS MODELO 2 FASE 3.....	102
GRÁFICO 66 EXCESOS DE PRESIÓN DE POROS MODELO 1 FASE 4.....	102
GRÁFICO 67 EXCESOS DE PRESIÓN DE POROS MODELO 2 FASE 4.....	103
GRÁFICO 68 EXCESOS DE PRESIÓN DE POROS MODELO 1 FASE 5.....	103
GRÁFICO 69 EXCESOS DE PRESIÓN DE POROS MODELO 2 FASE 5.....	104
GRÁFICO 70 EXCESOS DE PRESIÓN DE POROS MODELO 1 FASE 6.....	104
GRÁFICO 71 EXCESOS DE PRESIÓN DE POROS MODELO 2 FASE 6.....	105
GRÁFICO 72 EXCESOS DE PRESIÓN DE POROS MODELO 1 FASE 7.....	105
GRÁFICO 73 EXCESOS DE PRESIÓN DE POROS MODELO 2 FASE 7.....	106
GRÁFICO 74 EXCESOS DE PRESIÓN DE POROS EN EL P2.....	106
GRÁFICO 75 DEFORMACIÓN VS TIEMPO MODELO 1 Y PLACA DE ASENTAMIENTOS	107

INDICE DE TABLAS

TABLA 1 POROSIDAD, RELACIÓN DE VACÍOS Y PESO UNITARIO DE SUELOS TÍPICOS EN ESTADO NATURAL	21
TABLA 2 RELACIÓN DE VACÍOS, CONTENIDO DE HUMEDAD Y PESO UNITARIO SECO PARA ALGUNOS TIPOS DE SUELO.....	21
TABLA 3 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS SEGÚN SU COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD.....	23
TABLA 4 COEFICIENTES DE PERMEABILIDAD DE FORMACIONES NATURALES Y COMUNES DE SUELOS	23
TABLA 5 ÁNGULOS DE FRICCIÓN SEGÚN TIPOS DE SUELOS	24
TABLA 6 VALORES REPRESENTATIVOS DE ÁNGULOS DE FRICCIÓN PARA ARENAS Y LIMOS	25
TABLA 7 TIPOS DE ÁNGULO DE FRICCIÓN A UTILIZAR EN DIVERSOS PROBLEMAS PRÁCTICOS ...	25
TABLA 8 VALORES TÍPICOS DE MODULOS DE POISSON PARA SUELOS.....	27
TABLA 9 VALORES TÍPICOS COEFICIENTE KAPPA	28
TABLA 10 VALORES TÍPICOS COEFICIENTE LAMBDA	28
TABLA 11 DATOS REQUERIDOS PARA LA IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS.....	30
TABLA 12 MÉTODO DE ESTUDIO DEL TERRENO	30
TABLA 13 NORMALIZACIÓN DE PARÁMETROS DEL ENSAYO CPT	38
TABLA 14 COORDENADAS DE UBICACIÓN DE ENSAYOS CPTU	58
TABLA 15 RESUMEN DE UBICACIÓN DE ENSAYOS EDOMÉTRICOS.....	58
TABLA 16 MODELO DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....	63
TABLA 17 PARÁMETROS GENERALES, MECÁNICOS E INICIALES DE LOS MATERIALES QUE COMPONEN EL PERFIL ESTRATIGRÁFICO.	65
TABLA 18 RESUMEN DE LA CONFIGURACIÓN DE LAS FASES DEL MODELO 1.	71
TABLA 19 RESUMEN DE LA CONFIGURACIÓN DE LAS FASES DEL MODELO 2.	73

CAPITULO I – INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

En la ingeniería civil, la geotecnia desempeña un papel crucial en el diseño y ejecución de obras, especialmente en la evaluación de las condiciones del suelo y la selección de técnicas específicas para mejorar su comportamiento bajo carga. La caracterización geotécnica del suelo mediante ensayos de campo es esencial para identificar las propiedades físicas y mecánicas del terreno, permitiendo prever su comportamiento durante la construcción y optimizar su capacidad de carga.

Los estudios de campo son fundamentales para obtener datos concretos sobre compacidad, permeabilidad y capacidad de carga del suelo. Sin embargo, en terrenos con baja capacidad portante y alta compresibilidad, es indispensable aplicar métodos de mejoramiento geotécnico. Uno de los métodos más efectivos es el uso de wick drains, que consiste en la instalación de drenes verticales para acelerar la consolidación del suelo mediante la reducción de la presión del agua intersticial. Este método se utiliza frecuentemente en combinación otra técnica de mejoramiento del suelo, la precarga, que aplica una carga temporal extrema para acelerar la consolidación antes de la construcción final.

El objetivo principal de este estudio es determinar el perfil estratigráfico del suelo mediante ensayos CPTu, calcular las consolidaciones totales y los tiempos de consolidación en el suelo natural, y analizar técnicas para reducir dichos tiempos. Así, se evaluará la factibilidad del uso de wick drains combinados con precarga para mejorar las condiciones del terreno en proyectos con suelos de baja capacidad portante inicial.

Este trabajo busca proporcionar resultados viables y rentables, contribuyendo a diseños y ejecuciones de obras civiles seguras y eficientes.

Este estudio aborda la caracterización geotécnica y el análisis de la técnica de wick drains, evaluando aspectos técnicos y económicos para su viabilidad e implementación en diversos tipos de suelo.

1.2 Descripción del Problema

En la ingeniería geotécnica, la consolidación de suelos representa un desafío fundamental, especialmente en proyectos que involucran la construcción sobre terrenos con baja capacidad de carga y asentamientos diferenciados. Este problema se presenta con especial relevancia en el sector Brisas de Procarsa, cantón Durán, provincia del

Guayas, donde los suelos son predominantemente arcillosos y contienen mezclas de limo y arcilla. La magnitud de los asentamientos esperados es considerablemente alta debido a la composición de los materiales presentes en el suelo, lo que puede generar riesgos significativos para la estabilidad de las estructuras. Se espera que el tiempo de consolidación sea prolongado, superando los 12 meses, debido a la baja permeabilidad característica principal de los suelos arcillosos presentes en la zona. Esto implicaría procesos de consolidación secundaria significativos, lo que debe ser considerado en este análisis.

. La construcción de un galpón industrial en este sitio requiere el mejoramiento del suelo mediante un terraplén para optimizar sus condiciones geotécnicas. Ignorar el proceso de consolidación en estos terrenos puede comprometer la seguridad estructural de las obras, reduciendo su vida útil y aumentando su vulnerabilidad sísmica. Por ello, es crucial conocer la magnitud y el tiempo de consolidación, y considerar alternativas técnicas como la precarga y los wick drains, para evitar problemas como el asentamiento diferencial de columnas.

Los suelos arcillosos en esta región se caracterizan por su alta compresibilidad y baja permeabilidad, lo cual dificulta su capacidad para soportar cargas estructurales de manera uniforme. Esto conlleva a asentamientos diferenciales, que son variaciones en el hundimiento del terreno bajo una estructura, lo cual puede comprometer gravemente la estabilidad y seguridad de las construcciones.

En particular, para la construcción de un galpón industrial en este sector, el comportamiento adverso del suelo bajo carga podría resultar en fallos estructurales significativos. Los asentamientos diferenciales pueden causar daños a los cimientos y a la superestructura, reduciendo la vida útil del edificio y aumentando su vulnerabilidad a eventos sísmicos.

El uso del suelo de este sitio se encuentra predominado por el sector industrial, siendo habituales del sitio, bodegas, galpones y parques industriales.

La zona en estudio se asienta sobre depósitos aluviales (ver gráfico 1). Se constituye de depósitos de limos y lodos alrededor de los ríos que constituyen el drenaje de la cuenca del río Guayas, creando pequeñas terrazas de arcillas y arenas de compacidad baja, con una potencia de 100 m aproximadamente, de edad reciente (holoceno). En la superficie afloran arcillas de color café o similar, su potencia es de aproximadamente 2 metros. Subyace un paquete de arcilla compacta con materia orgánica de color oscuro a gris eventualmente, este estrato pasa a tener textura arcilla – limosa.

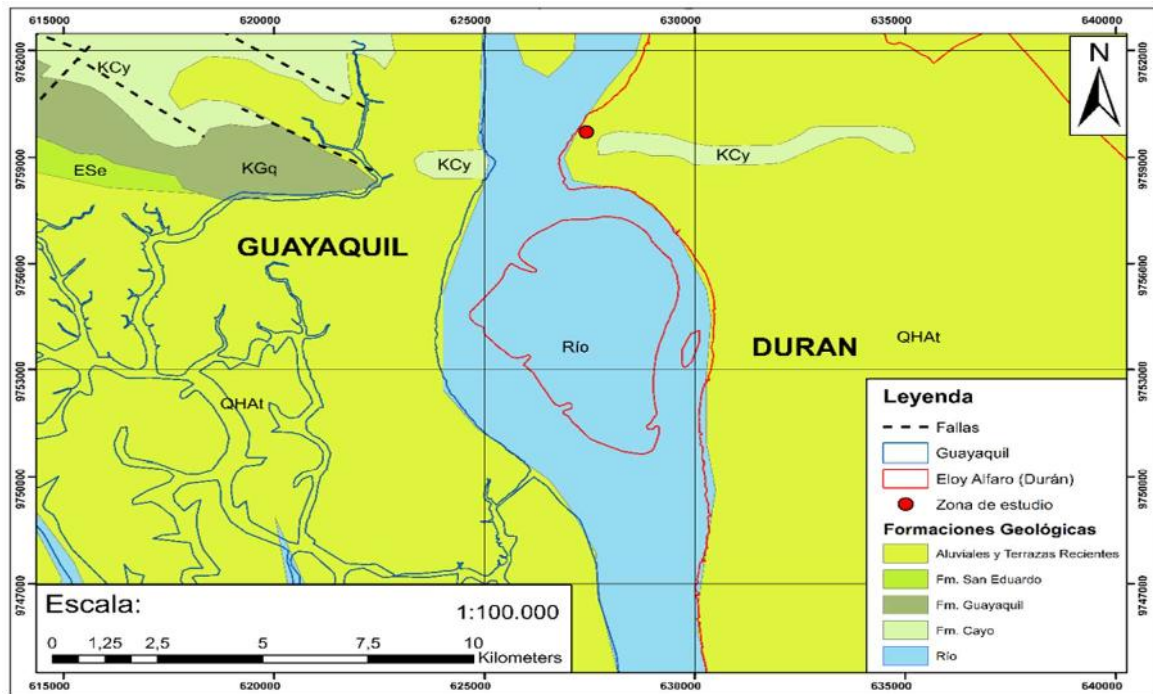


Gráfico 1 Mapa geológico de los cantones Guayaquil y Durán que enmarca la zona de interés [modificado de Reyes y Michaud, 2012]
[Fuente: Mena y García (2020)].

Debido a las condiciones geotécnicas del sitio, la consolidación del terreno es uno de los problemas geotécnicos que genera mayor incertidumbre en los consultores y constructores a cargo de la ejecución de obras a implantarse en el sitio de estudio y sus zonas aledañas. De acuerdo con, Braja Das M. (2015), la consolidación de los suelos puede presentarse por tres razones:

- a) La deformación de las partículas del suelo.
- b) La reorientación de las partículas del suelo.
- c) La expulsión de aire o agua en los espacios vacíos.

Estas causas generalmente se encuentran presentes en todo proceso de consolidación, sin embargo, la influencia de cada una de ellas depende de las características geomecánicas del estrato o los estratos de suelos afectados y sus estratos adyacentes. Con la finalidad de conocer la composición de los estratos de suelo de un sitio, previo a la construcción de cualquier tipo de estructura, se realizan estudios geotécnicos con la finalidad de determinar el perfil estratigráfico del sitio de estudio.



Gráfico 2 Terreno natural del sitio de estudio

Para la determinación de la consolidación del suelo, además de conocer la estratigrafía del suelo y sus propiedades, es necesario conocer la carga a aplicarse y efectuar los cálculos de la consolidación en función de métodos científicamente probados.

Para agilizar el proceso de consolidación, se ha determinado usar el método de precarga y se estudia la factibilidad de construcción de “wicks drains” que aceleren el proceso de consolidación.

1.3 Justificación del Problema

La evaluación y mejora de las condiciones del suelo son esenciales para asegurar la estabilidad y seguridad de las estructuras construidas sobre él. La aplicación de tecnologías para mejorar el comportamiento del suelo, como el uso de wick drains y de la precarga, ofrece una solución efectiva para acelerar la consolidación del suelo, reduciendo significativamente los tiempos de consolidación y mejorando su capacidad de carga.

En particular, el uso de wick drains permite una mayor velocidad de drenaje del agua intersticial, acelerando el proceso de consolidación primaria y reduciendo los tiempos en que ocurre la consolidación entre un 30% a 50%, según el diseño de wicks drains empleados y la magnitud de la precarga aplicada. La combinación de estas tecnologías puede reducir la relación de porosidad (e) y aumentar la resistencia al corte no drenado (S_u) del suelo, lo que mejora su comportamiento mecánico y reduce el riesgo de fallos

estructurales. Este estudio justifica la necesidad de investigar la viabilidad y eficacia del uso de wick drains en combinación con la precarga, proporcionando una solución rentable y técnicamente sólida para proyectos de construcción en suelos con baja capacidad de carga.

La implementación exitosa de estas técnicas no solo mejorará la capacidad de carga y estabilidad del suelo en el sector Brisas de Procarsa, sino que también proporcionará un modelo replicable para otros proyectos de construcción en condiciones similares. Además, contribuirá al avance del conocimiento práctico en la ingeniería geotécnica, ofreciendo soluciones innovadoras y eficientes para enfrentar desafíos complejos en la construcción sobre suelos problemáticos.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

- Determinar el perfil estratigráfico del suelo del sitio mediante el análisis de ensayos CPTu, y calcular los asentamientos totales, tiempos de consolidación y el análisis de técnicas que permitan reducir los tiempos de consolidación esperados del proyecto.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Determinar el perfil estratigráfico del suelo del sitio mediante el análisis de ensayos CPTu incluyendo la determinación de propiedades geomecánicas del suelo por medio de correlaciones a partir de ensayos CPTu.
- Desarrollar el modelo computacional del problema geotécnico en estudio, adoptando los métodos numéricos idóneos para cada estrato, utilizando los parámetros geomecánicos obtenidos a partir de correlaciones con el ensayo CPTu.
- Determinar el tiempo para alcanzar la consolidación total esperada para las cargas de servicio, aplicando técnicas de aceleración de procesos de consolidación como precarga y “wicks drains”, ejecutando el cálculo a través del método de elementos finitos por medio del Software Plaxis 2D.

CAPITULO II – INTRODUCCIÓN

2.0 Marco Teórico

2.1 Suelo

Geotécnicamente, se conoce como suelo a la superficie terrestre sobre la cual se plantea cimentar un proyecto ingenieril. Científicamente, el suelo es un conjunto de partículas aglomeradas mediante diversos procesos geológicos, cuyo comportamiento depende de las características y propiedades de las partículas que lo integran, y el estado en que el suelo se encuentre.

Al ser el suelo un conglomerado que contiene diferentes tipos de partículas, existen distintos tipos de clasificaciones que van desde las más simples, donde se lo clasifica simplemente como suelo o roca, hasta clasificaciones más complejas donde se toma en consideración diferentes características del suelo para asignarle una clasificación.

Juárez & Rico (2005) destacan que dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe ir precedido por otro de clasificación completa.

Inicialmente, dada la poca certeza científica y experiencia que se tenía sobre la clasificación de suelos, se dio luz a diferentes sistemas de clasificación, los cuales se basaban principalmente en características granulométricas, ganando popularidad rápidamente en el campo de la geotecnia.

El avance de las investigaciones fue consolidando el uso de los métodos más idóneos de clasificación, dentro de los cuales destacan el método del Sistema Unitario de Clasificación de suelos SUCS y el sistema de clasificación de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes o por sus siglas en inglés AASHTO.

2.2 Propiedades índice de los suelos

2.2.1 Peso unitario

El peso unitario de un agregado de suelo se define como el peso del agregado (suelo más agua) por unidad de volumen. Depende del peso de los elementos sólidos, de la porosidad y del grado de saturación. (Terzaghi et al., 1973). Normalmente, se lo representa con el símbolo γ , y se calcula dividiendo el peso de la muestra para su volumen.

$$\gamma = \frac{\text{Peso total de la muestra}}{\text{Volumen de la muestra}} \quad \text{Ec. 1}$$

Tabla 1 Porosidad, relación de vacíos y peso unitario de suelos típicos en estado natural

Descripción del suelo	Porosidad n (%)	Relación de vacíos e	Contenido de humedad w (%)	Peso unitario	
				γ_s g/cm ³	γ
1. Arena uniforme, suelta	46	0,85	32	1,43	1,89
2. Arena uniforme, densa	34	0,51	19	1,75	2,09
3. Arena graduada, suelta	40	0,67	25	1,59	1,99
4. Arena graduada, densa	30	0,43	16	1,86	2,16
5. Morena glaciaria con partículas de todo tamaño	20	0,25	9	2,12	2,32
6. Arcilla glaciaria blanda	55	1,2	45	..	1,77
7. Arcilla glaciaria resistente	37	0,6	22	..	2,07
8. Arcilla blanda ligeramente orgánica	66	1,9	70	..	1,58
9. Arcilla blanda muy orgánica	75	3,0	110	..	1,43
10. Bentonita blanda	84	5,2	194	..	1,27

w = contenido de humedad del suelo saturado, en por ciento del peso del suelo seco.

γ_s = peso unitario del suelo seco.

γ = peso unitario del suelo saturado.

[Fuente: Tomada del libro de Terzaghi et al. (1973)]

Tabla 2 Relación de vacíos, contenido de humedad y peso unitario seco para algunos tipos de suelo

Tipo de suelo	Relación de vacíos, e	Contenido natural de humedad en un estado saturado (%)	Peso unitario seco, γ_d (kN/m ³)
Arena uniforme floja	0.8	30	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	18
Arena limosa angular de grano flojo	0.65	25	16
Arena limosa angular de grano denso	0.4	15	19
Arcilla dura	0.6	21	17
Arcilla blanda	0.9–1.4	30–50	11.5–14.5
Loess	0.9	25	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5–3.2	90–120	6–8
Cajón glacial	0.3	10	21

[Fuente: Tomada del libro de Das (2015)]

2.2.2 Gravedad Específica

La gravedad específica de los sólidos puede definirse como la densidad de un material en relación con el agua.

$$G_e = \frac{\rho_{\text{suelo}}}{\rho_{\text{agua}}} \quad \text{Ec. 2}$$

2.2.3 Contenido de humedad

El contenido de humedad ω de un suelo se define como la relación entre el peso del agua contenida en el suelo y el peso del suelo seco, y se expresa comúnmente en porcentaje. (Terzaghi et al., 1973)

$$\omega(\%) = \frac{W_{suelo\ seco}}{W_{H2O}} \times 100 \quad Ec. 3$$

2.2.4 Porosidad

La porosidad η es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total del suelo, entendiéndose como volumen de vacíos aquella parte del volumen total no ocupada por los granos. Si la porosidad se expresa en porcentaje, se denomina porcentaje de vacíos. (Terzaghi et al., 1973)

$$\eta = \frac{V_V}{V} \quad Ec. 4$$

2.2.5 Relación de vacíos

Se denomina Relación de Vacíos (e), Oquedad o Índice de poros a la relación entre el volumen de los vacíos y el de los sólidos de un suelo (Juarez & Rico, 2005).

$$e = \frac{V_V}{V_S} \quad Ec. 5$$

2.2.6 Densidad relativa

La densidad relativa (D_r) puede definirse como la relación entre la porosidad de un suelo dado y las porosidades de ese mismo suelo en estado más denso.

$$D_r = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_{min}} \quad Ec. 7$$

2.2.7 Permeabilidad

Se dice que un material es permeable cuando contiene vacíos continuos. Como tales vacíos existen en todos los suelos, incluyendo las arcillas más compactas, y en todos los materiales de construcción no metálicos, comprendidos el granito sano y la pasta de cemento, dichos materiales son permeables. (Terzaghi et al., 1973)

La permeabilidad de un suelo puede medirse en el laboratorio o en el terreno; las determinaciones de laboratorio son mucho más fáciles de hacer que las determinaciones in situ (Lambe & Whitman, 1991). Lambe & Whitman (1991) citan cinco características de los suelos como influencia sobre la permeabilidad:

1. Tamaño de las partículas
2. Relación de vacíos

3. Composición
4. Estructura
5. Grado de Saturación

Terzaghi et al. (1973) divide los suelos en cinco categorías según su coeficiente de permeabilidad, conforme se indica en la tabla 3. En la tabla 4 se presentan coeficientes de permeabilidad aproximados para formaciones naturales y comunes de suelos.

Tabla 3 Clasificación de los suelos según su coeficiente de permeabilidad

Grado de permeabilidad	Valor de k (cm/seg)
Alto	mayor de 10^{-1}
Mediano	10^{-1} a 10^{-3}
Bajo	10^{-3} a 10^{-5}
Muy bajo	10^{-5} a 10^{-7}
Prácticamente impermeable	menor de 10^{-7}

[Fuente: Tomada del libro de Terzaghi et al. (1973)]

Tabla 4 Coeficientes de permeabilidad de formaciones naturales y comunes de suelos

Formación	Valores de k (cm/seg)	
<i>Depósitos fluviales</i>		
Ródano en Genissiat	hasta	0,40
Arroyos en los Alpes orientales	0,02	a 0,16
Misuri	0,02	a 0,20
Misisipí	0,02	a 0,12
<i>Depósitos glaciares</i>		
Derrames fluvioglaciares	0,05	a 2,00
Esker, Westfield, Mass.	0,01	a 0,13
Delta, Chicopee, Mass.	0,0001	a 0,015
Morena	menos de	0,0001
<i>Depósitos eólicos</i>		
Arena de dunas	0,1	a 0,3
Loess	0,001±	
Loess-loam	0,0001±	
<i>Depósitos costeros marinos y depósitos lacustres</i>		
Arena muy fina uniforme ($U = 5$ a 2)	0,0001	a 0,0064
Limo inorgánico, Sixth Ave. N. Y., $U = 5$ a 2	0,0001	a 0,0050
Limo inorgánico, Brooklyn, $U = 5$	0,00001	a 0,0001
Arcilla	menos de	0,0000001

[Fuente: Tomada del libro de Terzaghi et al. (1973)]

2.2.8 Cohesión

La cohesión puede definirse como una cualidad básica de un suelo para ofrecer resistencia a cambiar de forma, debido a la adhesión entre partículas y que influye en la resistencia al corte de las masas de suelo.

Si las laminillas arcillosas están en contacto borde - cara, es muy probable que se desarrolle una cohesión verdadera, en especial si se han producido enlaces en la mayor parte de la superficie de contacto. (Lambe & Whitman, 1991)

2.2.9 Angulo de fricción

El ángulo de fricción es una propiedad de los suelos, la cual se encuentra relacionada con el ángulo de reposo o máximo ángulo posible para la pendiente de un material sin que se produzcan deslizamientos. Se puede considerar dependiente de la cohesión de las partículas y la fricción.

Las tablas 5 y 6 presentan valores representativos de ángulos de fricción para diferentes materiales y estados del material.

Tabla 5 Ángulos de fricción según tipos de suelos

Clasificación	Ángulos de fricción							
	Angulo de talud natural		Para la resistencia residual		Para la resistencia máxima			
					Compacidad media		Compacta	
	$i(^\circ)$	Talud (vert. a hor.)	$\phi_{cv}(^\circ)$	$tg \phi_{cv}$	$\phi(^\circ)$	$tg \phi$	$\phi(^\circ)$	$\tan \phi$
Limo (no plástico)	26	1: 2	26	0.488	28	0.532	30	0.577
	a		a		a		a	
Arena uniforme fina	30	1: 1.75	30	0.577	32	0.625	34	0.675
	26	1: 2	26	0.488	30	0.577	32	0.675
a media	a		a		a		a	
	30	1: 1.75	30	0.577	34	0.675	36	0.726
Arena bien graduada	30	1: 1.75	30	0.577	34	0.675	38	0.839
	a		a		a		a	
Arena y grava	34	1: 1.50	34	0.675	40	0.839	46	1.030
	32	1: 1.60	32	0.625	36	0.726	40	0.900
	a		a		a		a	
	36	1: 1.40	36	0.726	42	0.900	48	1.110

Según B.K. Hough, *Basic Soils Engineering*. Copyright ©1957, The Ronald Press Company, Nueva York.

[Fuente: Tomada del libro de Lambe & Whitman (1991)]

Tabla 6 Valores representativos de ángulos de fricción para arenas y limos

Materiales	Grados	
	Suelto	Denso
Arena, granos redondos, uniformes	27,5	34
Arena, granos angulares, bien graduados	33	45
Gravas arenosas	35	50
Arena limosa	27-33	30-34
Limo inorgánico	27-30	30-35

[Fuente: Tomada del libro de Terzaghi et al. (1973)]

La elección del ángulo de fricción a utilizar es crucial en el análisis de problemas geotécnicos. La tabla 7 detalla el tipo de ángulo a utilizar según el caso práctico al que se asemeje el problema geotécnico objeto de estudio.

Tabla 7 Tipos de ángulo de fricción a utilizar en diversos problemas prácticos

Tabla 11.1 Tipos de ángulo de fricción a utilizar en diversos problemas prácticos

Problema	Angulo de fricción	Depende de
Resistencia interna de la arena para pequeñas deformaciones	Angulo de fricción máximo ϕ	Composición del suelo; relación de vacíos inicial; esfuerzo de confinamiento inicial
Resistencia interna de las arenas para grandes deformaciones	Angulo de fricción residual ϕ_{ev}	Composición del suelo; relación de vacíos en el estado residual
Deslizamiento de la arena sobre una superficie lisa	Angulo de fricción entre partículas ϕ_{μ}	Naturaleza de los minerales del suelo y de su estado superficial
Deslizamiento de la arena sobre una superficie rugosa	Angulo de fricción residual ϕ_{ev}	Composición del suelo; relación de vacíos en el estado residual

[Fuente: Tomada del libro de Terzaghi et al. (1973)]

2.3 Parámetros relevantes dentro de la caracterización geotécnica de un suelo.

2.3.1 OCR (Over Consolidation Ratio)

El OCR (Over Consolidation Ratio) o grado de sobre consolidación del suelo puede definirse como un indicador de la historia de esfuerzos del suelo de un determinado sitio.

El suelo suele clasificarse en dos tipos según su estado de consolidación:

- a) Normalmente consolidados, para los casos en donde la presión efectiva actual es igual a la presión máxima a la que el suelo ha sido sometido en su historia.
- b) Sobre consolidados, para los casos en los que la presión efectiva actual es menor a la que el suelo ha experimentado en el pasado, denominándose a la presión máxima efectiva pasada como presión de pre-consolidación.

2.3.2 Coeficiente de empuje de tierras en reposo (K_0)

El coeficiente de reposo en geotecnia, comúnmente conocido como coeficiente de fricción o coeficiente de fricción interna (K_0) (Terzaghi, 1967), es un parámetro que se utiliza para describir el comportamiento de los suelos granulares y finos cuando están en estado de reposo.

Este coeficiente se utiliza en el análisis de estabilidad de taludes, diseño de cimentaciones, cálculos de presiones laterales en muros de contención y otros aspectos relacionados con la ingeniería geotécnica.

El coeficiente de reposo (K_0) representa la resistencia al deslizamiento interno del suelo cuando no hay fuerzas externas actuando sobre él. Se define como la relación entre la tensión horizontal y la tensión vertical en un suelo en reposo.

El coeficiente de reposo (K_0) depende de las características del suelo, como la granulometría, la distribución de tamaños de partículas, la densidad, el contenido de agua y la mineralogía.

En general, los suelos finos (arcillas) tienen un coeficiente de reposo cercano a 1, mientras que los suelos granulares (arenas) tienen un coeficiente de reposo mayor a 1 (Holtz & Kovacs, 1981).

2.3.3 Coeficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson puede calcularse como cociente entre las deformaciones laterales y axial en una prueba triaxial con carga axial. (Lambe & Whitman, 1991). La tabla 8 presenta valores típicos del coeficiente de Poisson para diferentes tipos de suelos.

Tabla 8 Valores típicos de Módulos de Poisson para suelos

Material	Rango Módulo de Poisson	Módulo de Poisson ν
Arcilla (saturada)	0.4 – 0.5	0.45
Arcilla (no saturada)	0.1 – 0.3	0.2
Arcilla arenosa	0.2 – 0.3	0.25
Limo	0.3 – 0.35	0.325
Arena densa	0.2 – 0.4	0.3
Arena de gradación gruesa	0.15	0.15
Arena de gradación fina	0.25	0.25
Cama de roca	0.1 – 0.4	0.25

[Fuente: Tomada de la Guía AASHTO 2002]

2.3.4 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad puede definirse como la relación entre el esfuerzo al que está sometido el material y su deformación unitaria, por lo que se concluye que describe la rigidez de los materiales.

Lambe & Whitman (1991) manifiesta que el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson no son constantes de un suelo, sino más bien magnitudes que describen aproximadamente el comportamiento de un suelo para una combinación particular de esfuerzos. Se puede calcular a partir de la siguiente ecuación:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{Ec. 8}$$

Donde E es el módulo de elasticidad del material, σ el esfuerzo de tensión ejercido sobre el área de la sección transversal del elemento y ε la deformación unitaria.

2.3.5 Coeficiente Kappa (κ)

El parámetro kappa (κ) es un coeficiente que describe la relación que existe entre la deformación volumétrica y la deformación del cortante del suelo. Un valor de kappa alto refiere a que el suelo presentará deformaciones volumétricas mayores, mientras un valor bajo indicará que el suelo será propenso a deformarse por corte.

A continuación, se muestran algunos valores característicos de kappa según el tipo de suelo:

Tabla 9 Valores típicos coeficiente kappa

Material	Valor (κ)
Arcilla	0.5 - 1.5
Limos	1.0 - 2.5
Arenas	2.0 - 4.0
Suelos Granulares	3.0 - 5.0

[Fuente: Tomada del libro de Lambe & Whitman (1991)]

2.3.6 Coeficiente Lambda (λ)

El parámetro lambda (λ) es un coeficiente que describe la relación entre la deformación volumétrica y la presión efectiva en suelos. Este parámetro es fundamental para caracterizar el comportamiento volumétrico de los suelos sometidos a cargas externas. Un valor alto de lambda indica que el suelo experimentará una mayor deformación volumétrica debido a cambios en la presión efectiva, mientras que un valor bajo sugiere que el suelo será menos sensible a estos cambios. El parámetro lambda es especialmente importante en la modelización de suelos expansivos y colapsables, donde pequeños cambios en la presión efectiva pueden provocar deformaciones volumétricas significativas.

A continuación, se muestran algunos valores característicos de lambda según el tipo de suelo:

Tabla 10 Valores típicos coeficiente lambda

Material	Valor (κ)
Arcilla	0.1 - 0.5
Limos	0.2 - 0.6
Arenas	0.01 - 0.1

[Fuente: Tomada del libro de Lambe & Whitman (1991)]

2.4 Consolidación

La consolidación puede definirse de forma básica como el cambio del volumen de una masa de suelo por la aplicación de una fuerza.

Según Das (2015), ese cambio de volumen puede responder a los siguientes factores:

- La deformación de partículas de suelo
- La reorientación de partículas del suelo
- La expulsión de aire o agua de los espacios vacíos.

De allí que el estudio de asentamientos se divide en dos grandes grupos, asentamiento elástico y asentamiento de consolidación.

El asentamiento elástico responde al asentamiento causado por la deformación de las partículas de suelo, su cálculo se realiza generalmente por ecuaciones derivadas de la teoría de elasticidad.

El asentamiento de consolidación es el resultado del cambio de volumen debido a la reorientación de partículas y la expulsión de aire o agua de los espacios vacíos.

2.4.1 Índice de compresión (C_c)

El índice de compresión (C_c) es un parámetro que mide como se modifica el volumen del suelo cuando se le aplica una carga externa. Es una herramienta importante en la ingeniería geotécnica.

El índice de compresión se calcula a partir de la pendiente del tracto sucesivo al codo, que es la presión de consolidación. Los valores típicos de C_c oscilan entre 0.1 y 0.8.

El índice de compresión es un parámetro clave en el proceso de consolidación de los suelos y se relaciona directamente con los asentamientos que experimenta una masa de suelo en un determinado periodo de tiempo.

2.4.2 Coeficiente de consolidación (C_v)

El coeficiente de consolidación es un indicador del grado de consolidación que puede alcanzar el suelo objeto de estudio bajo la imposición de una nueva carga y que se relaciona con la velocidad de consolidación de este.

2.5 Estudio del sitio

El estudio del sitio compone una de las fases iniciales de un proyecto de ingeniería. Los estudios geotécnicos son fundamentales durante esta fase, puesto que dependiendo de sus resultados se determinan las condiciones sobre las que se realizara la fundación del proyecto a construirse, el tipo de cimentación a utilizar lo cual influye en el presupuesto y la logística de la construcción de la obra.

Terzaghi et al. (1973) manifiestan que las investigaciones del terreno y las de laboratorio, son necesarias para obtener esta información esencial, que constituyen lo que se denomina: exploración del suelo, o reconocimiento del terreno, o estudio del subsuelo.

Terzaghi et al. (1973) presentan una tabla con los datos requeridos para la identificación de suelos según el tipo de suelo.

Lambe & Whitman (1991) mencionan algunos de los métodos de estudio del terreno más comunes, clasificándolos principalmente en tres fases:

- Reconocimiento. Se incluye dentro de esta fase la inspección visual, fotografías aéreas, informes y mapas geológicos, datos de obras ya realizadas.
- Exploración. Se incluyen, dentro de estos procedimientos, los referentes a exploración geofísica, eléctrica, pozos-muestreo y pruebas, sondeos-muestreo y pruebas.
- Pruebas de campo. Dentro de esta fase de estudio tenemos las pruebas de penetración, pruebas de veleta, determinación del nivel freático, pruebas de bombeo, pruebas de carga, pruebas de penetración.

Tabla 11 Datos requeridos para la identificación de los suelos

Tipo de suelo	Información General						Resultados de los ensayos de clasificación											
							Muestras inalteradas ¹						Muestras alteradas					
	Color	Olor ²	Textura ¹	Dilatancia ⁴	Propiedades de los grãos ⁴	Resistencia del suelo seco ⁴	Relación natural de vacíos e^*	Contenido natural de humedad w	Peso unitario en estado natural	Peso unitario del suelo secado a estufa γ_d	Resistencia a la compresión simple q_u	Sensibilidad S_t ⁶	Relación de vacío máxima e_{max} ⁹	Relación de vacío mínima e_{min} ¹⁰	Límite líquido L_{90} ¹¹	Límite plástico P_u ¹²	Análisis granulométrico ¹³	Contenido de carbonato ¹⁴
Greda ¹⁵	x	—	—	—	—	—	x	x	x	x	—	—	—	—	—	—	—	x
Arena, grava, ripio	x	—	—	—	—	—	x	x	x	x	x	—	—	—	—	—	—	x
Limo inorgánico	x	x	x	x	—	—	x	x	x	x	x	—	—	—	—	—	—	x
Limo orgánico	x	x	x	x	—	—	x	x	x	x	x	—	—	—	—	—	—	x
Arcilla	x	x	x	x	—	—	x	x	x	x	x	—	—	—	—	—	—	x
Arcilla orgánica	x	x	x	x	—	—	x	x	x	x	x	—	—	—	—	—	—	x
Turba	x	—	—	—	—	—	x	x	x	x	x	—	—	—	—	—	—	x
Morena	x	—	—	—	—	—	x	x	x	x	x	—	—	—	—	—	—	x
Tufa de granos finos	x	—	—	—	—	—	x	x	x	x	x	—	—	—	—	—	—	x
Loess ¹⁶	x	—	—	—	—	—	x	x	x	x	x	—	—	—	—	—	—	x
Loess modificado	x	—	—	—	—	—	x	x	x	x	x	—	—	—	—	—	—	x
Marga	x	—	—	—	—	—	x	x	x	x	x	—	—	—	—	—	—	x
Tosca	x	—	—	—	—	—	x	x	x	x	x	—	—	—	—	—	—	x

[Fuente: Tomada del libro de Terzaghi et al. (1973)]

Tabla 12 Método de estudio del terreno

Reconocimiento
Inspección visual
Fotografía aérea
Informes y mapas geológicos
Datos de obras ya realizadas
Exploración
Geofísica
Eléctrica
Pozos-muestreo y pruebas
Sondeos-muestreo y pruebas
Pruebas de campo
Pruebas de penetración
Pruebas de veleta

Determinación del nivel freático-: medida de presiones intersticiales
Pruebas de bombeo
Pruebas de carga
Pruebas de compactación

[Fuente: Tomada del libro de Lambe & Whitman (1991)]

Uno de los productos esperados de la investigación de un sitio, es la obtención de un perfil estratigráfico del terreno con la mayor fidelidad posible a las condiciones reales del sitio de estudio, para lo cual es necesaria la combinación de técnicas de reconocimiento, exploración y de campo.

2.6 Perfiles o cortes estratigráficos del terreno

Un perfil estratigráfico es una representación gráfica y secuencial de las diferentes capas o estratos de suelo de un sitio, incluyendo la caracterización geomecánica de cada uno de los estratos (ver gráfico 3). La aplicación de esta técnica de mejoramiento de suelos involucra la imposición de nuevas cargas por peso propio de la columna de suelo a colocarse sobre el terreno natural, por tal motivo al conocer que el tipo de suelo predominante en el sitio es susceptible a cambios volumétricos por efectos de consolidación, se vuelve determinante para la toma de decisiones técnicas, el estudio de las consolidaciones totales a producirse, los tiempos en que ocurrirán las mismas y el análisis de alternativas técnicas que permitan reducir los tiempos de consolidación estimados.

Terzaghi et al. (1973) define el perfil del suelo como una sección vertical a través del terreno, que muestra los espesores y el orden de sucesión de los estratos, definiendo a la vez el estrato como una capa de suelo relativamente bien definida, que se halla en contacto con otras capas de características bien diferentes.

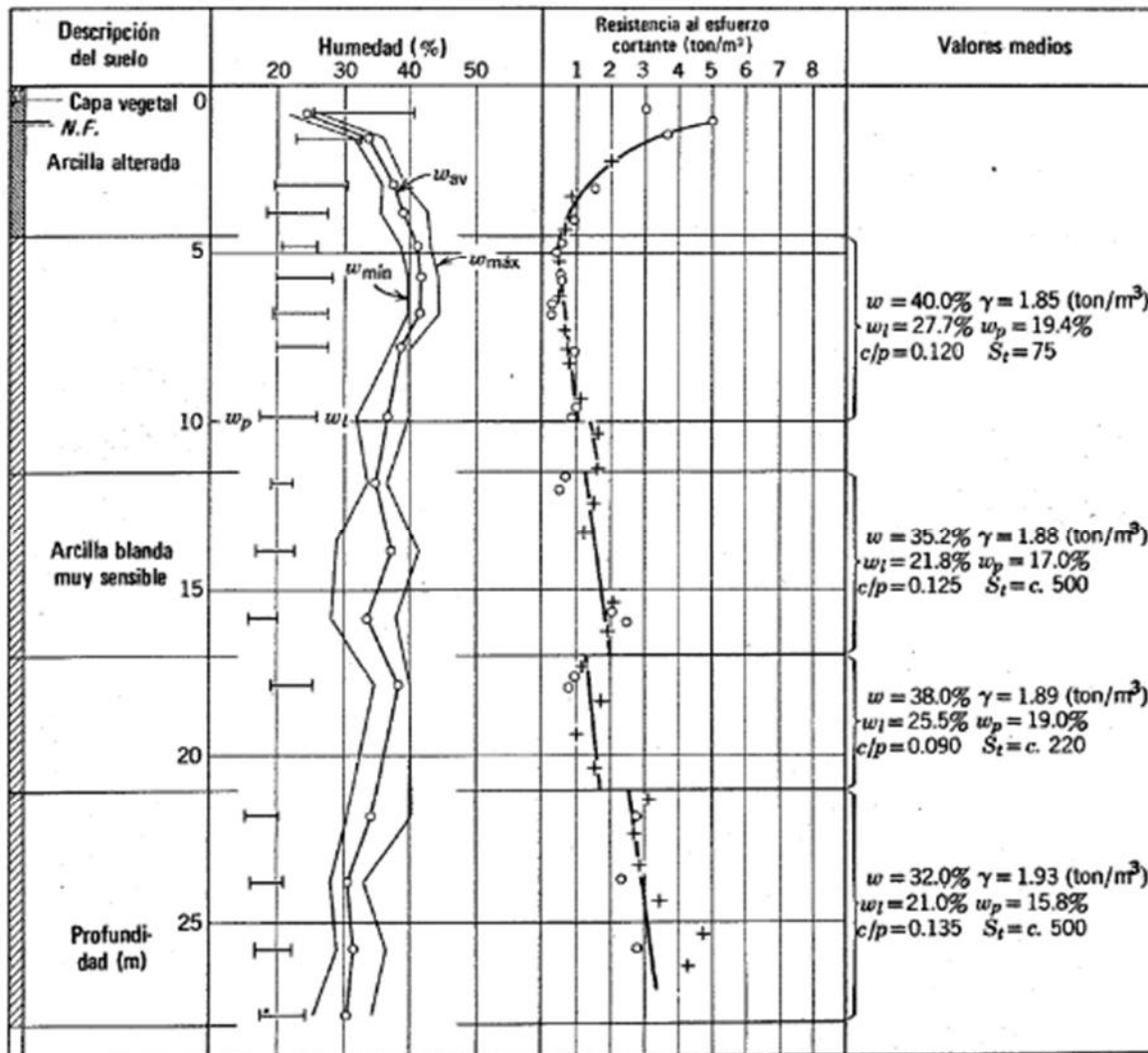
Lambe & Whitman (1991) consideran que la finalidad de la presentación de perfiles o cortes estratigráficos del terreno es:

1. Indicar cómo la historia geológica influye sobre las características del terreno.
2. Dar valores típicos de las propiedades del suelo.
3. Mostrar claramente la gran variabilidad del comportamiento del suelo con la profundidad.
4. Ilustrar la forma de presentación de datos referentes al terreno.

Entre las principales características del terreno que deben aparecer en los perfiles de suelo, Lambe & Whitman (1991) citan las siguientes:

- Porcentaje de humedad natural
- Peso específico
- Relación de vacíos
- Porosidad
- Límites de Atterberg
- Tamaño de partículas
- Resistencia
- Compresibilidad

Gráfico 3 Perfil estratigráfico del suelo



[Fuente: Tomada del libro de Lambe & Whitman (1991)]

2.7 Sondeos mecánicos

Existen diversos tipos de sondeos mecánicos mediante los cuales se puede conocer características de los estratos del sitio de estudio (ver gráfico 4), dentro de los cuales destacan las siguientes:

- Prueba de penetración estándar (SPT)
- Prueba de penetración cónica (CPT)
- Prueba del dilatómetro (DMT)
- Prueba del presurímetro (PMT)
- Prueba de corte con veleta (VST)

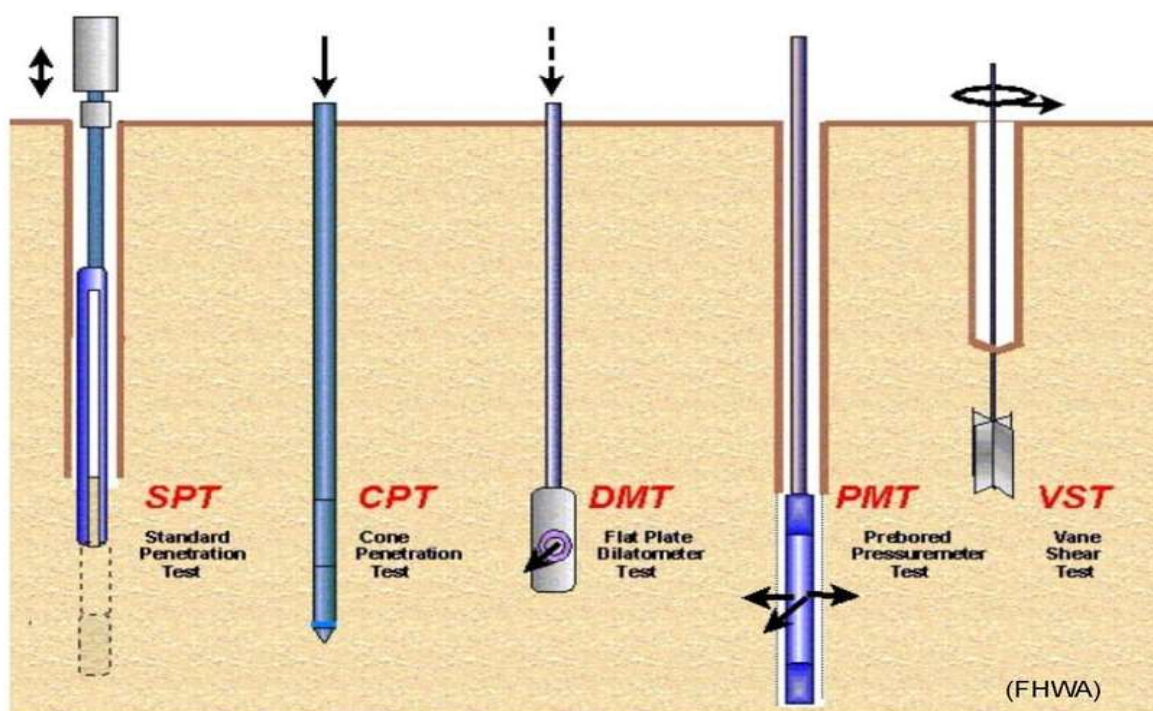


Gráfico 4 Tipos de sondeos mecánicos in situ

[Fuente: Federal Highway Administration]

La selección del tipo de ensayo a utilizarse dependerá de las condiciones del sitio de estudio y las propiedades de interés a conocer según el objeto del estudio. Sin embargo, lo más recomendado en algunos casos es la combinación de más de un tipo de sondeo que permitan construir un perfil estratigráfico fiable con base en la conjunción de parámetros obtenidos mediante cada ensayo.

El sondeo más tradicional a pesar de sus limitaciones es el ensayo SPT, sin embargo, en la actualidad se evidencia un crecimiento en la predilección del ensayo CPT por parte de los profesionales en geotecnia, debido a que proporciona mayor información

basándonos en diferentes parámetros para la elaboración de perfiles estratigráficos más fidedignos.

Por ser de interés de esta investigación, a continuación se amplían los conceptos de la Prueba de Penetración cónica.

2.8 Prueba de Penetración Cónica (CPT)

El ensayo de penetración cónica es un ensayo muy bien establecido para la caracterización del suelo en sitio. La resistencia de punta (q_c), fricción (f_s) y la presión de poros (u) son medidos de manera continua durante la penetración. Los parámetros indicados se usan para clasificar el suelo de manera empírica a través de cartas de clasificación de diferentes autores. Existen varias cartas de clasificación provenientes de diferentes fuentes (Apriyono et al., 2018), (Bosch & Sotelo, 2015), (van der Vlugt & Rosenthal, 1989) para CPT y (Robertson, 1987), (Jamshidi Chenari et al., 2018) para CPTu, o aproximaciones no tradicionales como (X. Zhang et al., 2009), (Griffin & Kurup, 2017), entre otros.

2.8.1 Procedimiento del ensayo

El método de sondeo consiste en la penetración de un piezocono fijo con ángulo de penetración de 60° y sección transversal de 1000 mm^2 , con transductores en la punta para la medición de la presión de poros. El cono se fija a una varilla con un empuje mecánico con velocidad de 20 mm/s por cada metro de profundidad (Moghadari Poor et al., 2023). Se utiliza una fuerza de 200 kN para evitar el daño de la punta del cono y así realizar la medición de manera continua. (Zhao et al., 2020)

2.8.2 Aplicación

El CPTu (Ensayo de Penetración Cónica con presión de poros), es un ensayo de campo dentro de la rama de la ingeniería geotécnica y es usado para determinar las propiedades y características particulares del suelo. Este consiste en usar una probeta de forma cónica que se introduce en el suelo y mide la resistencia del suelo a medida que el cono avanza en profundidad de manera vertical. (Bol, 2023)

A través de la medición de la máquina, los resultados obtenidos por fricción permitieron obtener información referente al tipo de suelo. Se determinan los cambios en los perfiles y los diferentes estratos existentes en sitio. Se utilizan tablas SBT (Tipo de comportamiento de suelo en español) para la clasificación del suelo acorde a las medidas en campo (Zhao et al., 2021). Las tablas SBT utilizan los parámetros de presión de poros (U_2), resistencia de punta (q_c) y tasa de fricción (R_f) y presión atmosférica de 1 atm (ver gráfico 5).

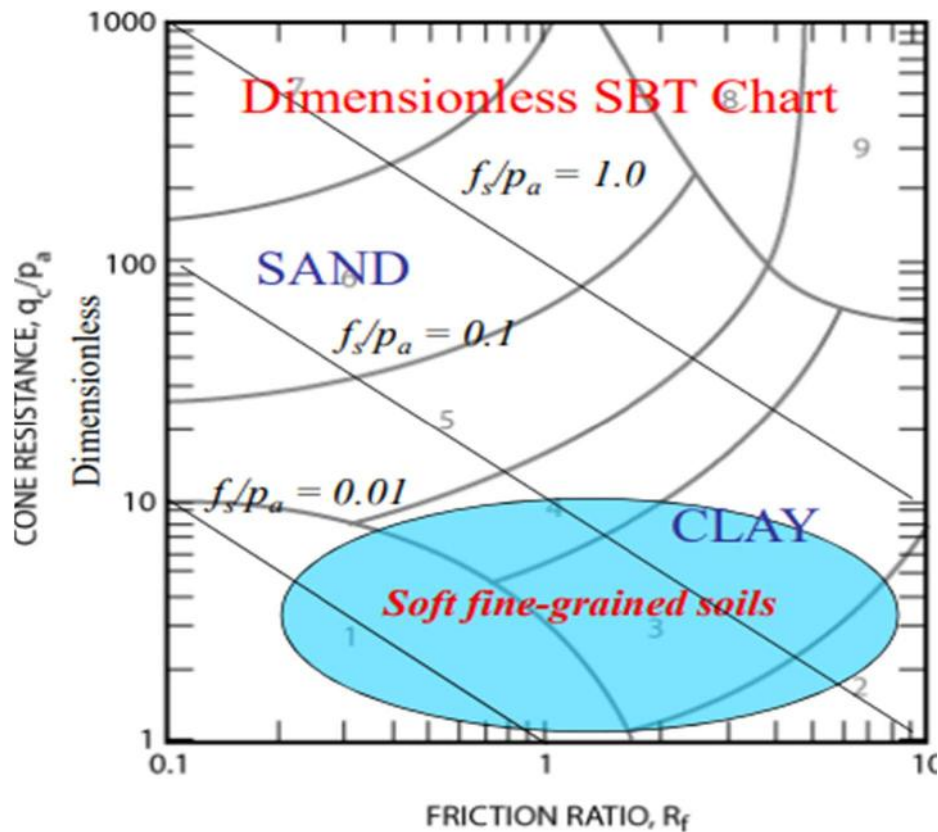


Gráfico 5 Tablas SBT para la clasificación de suelo, adaptado de Robertson, 2010
[Fuente: Tomada de la web]

2.8.3 Resistencia de punta corregida (q_t)

Debido a los efectos variables de área en la resistencia de punta del cono (q_c), es necesario realizar una corrección considerando el área neta de la punta (a) y la presión de poros u_2 . Para las arenas, la resistencia de punta corregida (q_t) es igual a q_c , mientras que en arcilla existe una mayor dispersión, por lo que es más importante en este tipo de suelo. El q_t se calculó con la siguiente ecuación (Robertson, 1987):

$$q_t = q_c + u_2 * (1 - a) \quad \text{Ec. 9}$$

Donde:

q_t : resistencia de punta corregida

q_c : Resistencia de punta medida en sitio

u_2 : presión de poros en sitio

a : relación entre área gruesa (A_n) y área neta (A_t) (Gráfico 6), varía entre 0.6 y 0.85

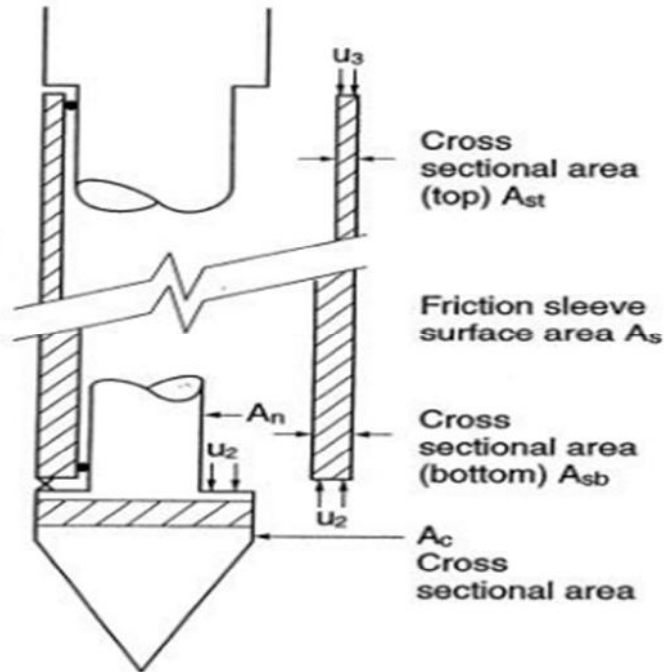


Gráfico 6 Relación entre área transversal gruesa y área neta de piezocono

[Fuente: Tomada de la web]

2.8.4 Relación de fricción (R_f)

La relación de fricción se calcula con la relación entre la fricción por fuste (f_s) y la resistencia de punta del cono corregida a la misma profundidad. El R_f se calcula con la siguiente ecuación (Robertson, 1987):

$$R_f = \left(\frac{f_s}{q_t} \right) * 100 \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

R_f : relación de fricción

q_t : resistencia de punta corregida

f_s : fricción al fuste

2.8.5 Peso unitario del suelo (γ)

Para estimar el peso unitario (γ), puede recurrirse a varias correlaciones de diferentes autores. Comúnmente es necesario usar la relación de fricción (R_f), la resistencia de punta corregida del cono (q_t), la presión atmosférica (P_a) y el peso específico del agua (γ_w). Por medio de la ecuación de Lade & Yamamuro (2018), puede obtenerse de la siguiente forma:

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0.27(\log R_f) + 0.36 \left[\log \left(\frac{q_t}{P_a} \right) \right] + 1.236 \quad \text{Ec. 11}$$

Donde:

R_f : relación de fricción

γ : peso unitario del suelo

γ_w : peso unitario del agua $\sim 9.81 \text{ kN/m}^3$

P_a : Presión atmosférica $\sim 1 \text{ atm}$

q_t : resistencia de punta corregida

2.8.6 Normalización de los parámetros del CPTu

Varios ensayos han demostrado que la resistencia de punta del cono aumenta con la profundidad, eso también representa un incremento en el esfuerzo de confinamiento, (Olsen, 1984), (Olsen, 1997), (Rocha Filho, 1979). La variación de las medidas del cono debido a la variación del esfuerzo cortante y la rigidez in situ afecta la interpretación de los resultados. Por lo tanto, para comparar el comportamiento del suelo a diferentes profundidades y asegurar una lectura geotécnica adecuada del piezocono, se normalizaron los esfuerzos a las medidas del cono para convertirlos en valores equivalentes a una presión atmosférica estándar.

La normalización permite que una propiedad oscilante sea reducida a un valor equivalente a un esfuerzo confinante estándar, tal como el esfuerzo vertical, medio y octogonal, o el esfuerzo lateral con una presión atmosférica referencial de $P_a = 1 \text{ atm} = (\sim 100 \text{ kPa})$. A medida que la resistencia de la penetración del cono incrementa, el esfuerzo de sobrepresión efectivo también lo hace con la profundidad, el esfuerzo vertical efectivo σ'_v se puede usar como el esfuerzo de confinamiento estándar (Moss et al., 2006).

Para poder clasificar el suelo, es necesario usar las tablas SBT o tablas de referencia normalizadas, por lo tanto, se normaliza la resistencia de punta del cono por medio de la Ec.12 (Peter K Robertson, 2016):

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_v} \quad \text{Ec. 12}$$

Donde:

q_t : resistencia de punta corregida

σ_{v0} : Esfuerzo vertical normal

σ'_v : Esfuerzo vertical normal efectivo

La normalización de la resistencia del cono también usa el factor de la Ec.13:

$$c = \left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^n \quad \text{Ec. 13}$$

Donde:

n: Exponente de esfuerzo normalizado

c: factor de normalización del esfuerzo

P_a : Presión atmosférica ~ 1 atm

σ'_v : Esfuerzo vertical normal efectivo

Cuando $n=0$, indica que no existe dependencia, $n=1$ indica una dependencia lineal, mientras que $n<1$ indica una dependencia no lineal. Este enfoque fue originalmente propuesto para la normalización de parámetros del ensayo SPT (Deger, 2014), pero ha sido extensamente usado para la normalización de parámetros del CPT.

Tabla 13 Normalización de parámetros del ensayo CPT

CPT normalization		
Cone resistance	Sleeve friction	Porewater pressure
$\frac{q_c}{(\sigma'_{vo})^n}$	$\frac{f_s}{(\sigma'_{vo})^n}$	—
$\frac{q_c - \sigma_{vo}}{(\sigma'_{vo})^n}$	—	—
$q_c \left(\frac{P_a}{\sigma_{vo}} \right)^{0.5}$	—	—
$q_c \left(\frac{P_a}{\sigma_{vo}} \right)^n$	—	—
$q_c \left(\frac{P_a}{\sigma_{vo}} \right)^n$	$f_s \left(\frac{P_a}{\sigma_{vo}} \right)^n$	—
$\frac{1.8q_c}{0.8 + \frac{\sigma_{vo}}{P_a}}$	—	—
$\frac{q_c - \sigma_{vo}}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma_{vo}} \right)^n$	—	—
$\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$	—	—
$\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$	$\frac{f_s}{\sigma'_{vo}}$	—
$\frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$	—	$\frac{u_2 - u_0}{\sigma'_{vo}}$
$\frac{q_t}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma_{vo}} \right)^{0.5}$	—	—
$(q_t - \sigma_{vo}) \left(\frac{P_a}{\sigma_{vo}} \right)^n$	—	—
$\frac{q_t - \sigma_{vo}}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma_{vo}} \right)^n$	—	—

Para tomar en consideración la complejidad de la resistencia del suelo respecto del grado de dependencia lineal con el incremento del esfuerzo efectivo, se han realizado varias investigaciones para determinar el exponente de esfuerzo n .

Olsen (1997) propuso un exponente de normalización con la Ec.14:

$$n = 1 - 0.007(Dr - 10\%) \quad Ec. 14$$

Donde:

n: Exponente de esfuerzo normalizado

Dr: Densidad relativa del suelo

A partir de la ecuación original, Idriss & Boulanger (2006) propusieron la Ec.16:

$$n = 0.781 - 0.521Dr \quad Ec. 15$$

(G. Zhang et al., 2004) también propuso obtener el exponente de esfuerzo por medio de la ec.16, 17 y 18:

$$n = 0.5 ; Ic \leq 1.64 \quad Ec. 16$$

$$n = 0.3(Ic - 1.64) + 0.5 ; 1.64 < Ic < 3.30 \quad Ec. 17$$

$$n = 1 ; Ic \geq 3.3 \quad Ec. 18$$

Donde:

Ic: Índice de comportamiento del suelo

n: Exponente de esfuerzo normalizado

Para $\sigma'_v > 300$ kPa; $n=1$ para cualquier tipo de suelo. El exponente de esfuerzo n se determina por medio de un proceso iterativo (Hagh Panah & Dehghani, 2015). Este método es una técnica para determinar el exponente de esfuerzo n, que, en mecánica de suelos, mide el comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de presión. El exponente de esfuerzo n es un parámetro importante en mecánica de suelos debido a que es usado para predecir el comportamiento del suelo bajo varios estados de carga y sirve para diseñar cimentaciones y otras estructuras. El proceso iterativo consiste en:

1. Determinar un valor inicial para el exponente de esfuerzo n. Este valor se lo puede estimar con el tipo de suelo, ensayos previos u otra información relevante
2. Calcular la presión del sobreesfuerzo a la profundidad Zi. Este valor se obtiene del esfuerzo vertical normal σ_{v0} y los esfuerzos que se ejercen por las cargas superficiales.
3. Calcular el esfuerzo efectivo a la profundidad Zi. Este esfuerzo se obtiene al sustraer la presión de poros u, del esfuerzo vertical normal σ_{v0}
4. Calcular la resistencia del cono normalizada a partir de la resistencia del cono medida en campo y el esfuerzo efectivo del paso 3.

5. Calcular la fricción de fuste normalizada a partir de la relación de fricción R_f y el esfuerzo efectivo del paso 3.
6. Estimar el exponente de esfuerzo n por medio de las ecuaciones propuestas por Robertson-Wride
7. Comparar la estimación del exponente de esfuerzo con la predicción inicial. Si los dos valores son cercanos, el proceso iterativo se concluyó, caso contrario, se usa la estimación para volver a calcular el n hasta que el error sea tolerable.
8. Una vez que converja el proceso iterativo, se toma el valor final obtenido para el exponente de esfuerzo y se lo usa para la profundidad Z_i .

La resistencia por fuste normalizada se obtiene de la Ec.19:

$$Fr = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} 100\% \quad Ec. 19$$

Donde:

Fr: Resistencia al fuste normalizada

f_s : fricción al fuste

σ_{vo} : Esfuerzo vertical normal

El índice de comportamiento I_c adaptado de Robertson. (2009), basado en la resistencia de punta de cono normalizada corregida Q_{tn} se calcula por medio de la Ec.20:

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (1.22 + \log Fr)^2]^{0.5} \quad Ec. 20$$

Donde:

I_c : Índice de comportamiento del suelo

Fr: Resistencia al fuste normalizada

Q_{tn} : resistencia de punta de cono normalizada corregida

La resistencia de punta del cono normalizada se estima con el factor de normalización del esfuerzo y el Q_{tn} , por medio de la Ec.21:

$$Q_{tn} = Q_t * c \quad Ec. 21$$

Donde:

Q_{tn} : resistencia de punta de cono normalizada corregida

Q_t : resistencia de punta de cono normalizada

c : factor de normalización del esfuerzo

2.9 Mejoramiento del suelo

Durante todo proceso constructivo una de las actividades más comunes es el mejoramiento de suelo. Este proceso consiste en la alteración de las propiedades del suelo

con el fin de optimizarlas y volverlas capaces de soportar los esfuerzos a los que será sometido durante el proceso de construcción y la vida útil de la obra a construirse.

Las técnicas de estabilización de suelos pueden clasificarse en dos grandes grupos. El primero de ellos incluye todas las técnicas que derivan del uso de herramientas mecánicas, tales como: compactación, vibro-flotación, voladura o "*blasting*", compactación dinámica, precarga, drenes de agua o "*wicks drains*", entre otras. Dentro del segundo grupo encontramos las técnicas de estabilización química que consisten en la adición de sustancias químicas a la masa del suelo que mejoran el comportamiento de estos.

Por ser de interés de esta investigación, se abordará las técnicas de estabilización mecánica de precarga y "*wicks drains*".

2.9.1 Precompresión

La precarga o precompresión es un método para controlar asentamientos, al aplicar una carga al suelo antes de la construcción de una estructura civil. La carga es aplicada en la forma de material de relleno, tal como material granular o asfáltico. La carga se deja encima del suelo durante un periodo de tiempo de varias semanas o meses, lo que permite que el suelo se asiente o se consolide.

El objetivo primario de la precarga es reducir el tiempo de asentamiento que ocurrirá después de la construcción de una estructura. Al aplicar una precarga antes que una estructura se construya, el esfuerzo efectivo en el suelo se incrementa, lo que reduce la cantidad de asentamiento que puede experimentar. Adicionalmente, otro beneficio es la reducción de los asentamientos diferenciales y otros tipos de asentamientos que pueden causar daños a la estructura. Para Lambe & Whitman (1991) la precarga supone la colocación de una carga superficial antes de la construcción con el objeto de pre consolidar el terreno de cimentación y lo considera interesante para los casos en que:

1. Existe un suelo (u otro material) fácilmente disponible para utilizarlo como precarga.
2. El terreno de cimentación drena rápidamente, de forma que el tiempo necesario para la precarga es relativamente corto. Esto requiere una trayectoria de drenaje corta y/o un elevado coeficiente de consolidación.

Un factor a tener en cuenta dentro de este tipo de estabilización del suelo es la magnitud de la carga superficial a aplicarse. Cuando nos referimos a precarga, normalmente se habla de la aplicación de una carga similar a la de la estructura a construirse, sin embargo, esta carga podría ser superior cuando se requiera disminuir el tiempo en que se alcance la consolidación primaria del suelo, disminuir los efectos de la

consolidación secundaria. En dichos casos en donde la precarga es superior al peso de la estructura a construirse, se la conoce como sobrecarga.

A partir del gráfico 7, se explica que el tiempo de la consolidación primaria será dependiente de la magnitud de la precarga o sobrecarga aplicada. Siendo $\Delta\sigma_{(p)}$ la carga estructural propuesta por unidad de área y $\Delta\sigma_{(f)}$ la carga la sobrecarga adicional a colocarse por unidad de área, se evidencia que el tiempo (t_2) esperado para que ocurra el asentamiento $S_{(p)}$ esperado para la carga p en un tiempo determinado, es menor cuando se aplica la combinación de las cargas $\Delta\sigma_{(p)} + \Delta\sigma_{(f)}$, en comparación al tiempo (t_1) esperado para que ocurra el asentamiento $S_{(p)}$ mediante la aplicación de la carga $\Delta\sigma_{(p)}$. El procedimiento que acabamos de describir es de precompresión. (Das, 2015)

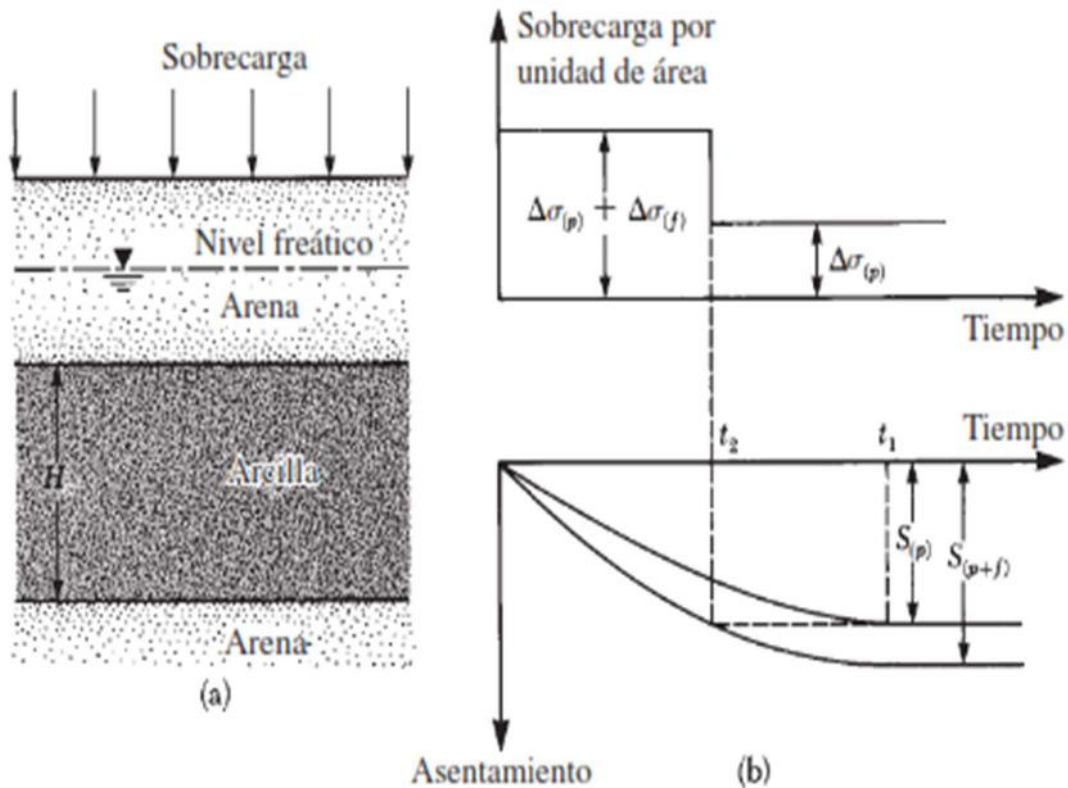


Gráfico 7 Principios de precompresión
[Fuente: Tomada del libro de Das (2015)]

La precarga es un método eficiente y económico para controlar los asentamientos, pero requiere de una planificación, ejecución y monitoreo exhaustivo. Las condiciones iniciales del suelo, el tipo de suelo y la cantidad de relleno a utilizar en conjunto a la duración de la precarga deben ser cuidadosamente seleccionados.

Para la aplicación de la precarga de una manera exitosa, es necesario realizar el cálculo de los asentamientos a producirse en el terreno, para lo cual puede procederse de la siguiente manera:

- Determinar las propiedades del suelo: El primer paso es determinar las propiedades del suelo, tal como el módulo elástico y el coeficiente de Poisson, que puede obtenerse de ensayos de laboratorio o medidas de campo con el CPT.
- Determinar la magnitud de la carga: El siguiente paso es determinar la magnitud de la carga que se aplicará en el suelo. Esto puede lograrse calculando el peso de la estructura, incluida la cimentación y cualquier otra carga que sea aplicada al suelo. En este caso el peso sería dado por la precarga en su totalidad.
- Calcular el asentamiento: Usando las propiedades del suelo y la carga, el asentamiento elástico y por consolidación se calculan por medio de la teoría de la elasticidad.
- Determinar el factor de seguridad FS: el factor de seguridad ante la falla se calcula dividiendo la carga admisible para la resistencia del suelo.
- Repetir el procedimiento para diferentes capas de suelo: si el suelo presenta varias capas, se debe repetir el cálculo, tomando en cuenta las propiedades y espesores de cada capa de suelo.
- Comparar y calcular el asentamiento con el permisible: El asentamiento calculado debe compararse al permisible y revisarlo con la norma vigente de construcción requerida por la estructura.

2.9.1.1 Asentamiento elástico

Debido a que se tiene una carga distribuida debido a la precarga, es necesario calcular el asentamiento inmediato por medio de la siguiente ecuación:

$$S_e = \frac{1}{E_s} \int_0^H (\Delta\sigma_z - \mu_s \Delta\sigma_x - \mu_s \Delta\sigma_y) dz \quad Ec. 22$$

Donde:

S_e = Asentamiento inmediato

E_s = Módulo Elástico

H = Espesor del suelo

μ_s = Módulo de Poisson

$\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z$ = Incremento del esfuerzo debido a la carga neta

2.9.1.2 Asentamiento por consolidación

Debido a que en los depósitos de suelo arcilloso puede existir la consolidación, esta generará un asentamiento a largo plazo, por lo tanto, fue necesario calcular con las ecuaciones presentadas a continuación:

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'_{prom}}{\sigma'_o} \right); \text{ arcillas NC } \sigma'_o = \sigma'_c \quad Ec. 23$$

$$S_{c(p)} = \frac{C_r H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'_{prom}}{\sigma'_o} \right) \text{ arcillas SC con } \sigma'_o + \Delta \sigma'_{prom} < \sigma'_c \quad Ec. 24$$

$$S_{c(p)} = \frac{C_r H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right) + \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \left(\frac{\sigma'_o + \Delta \sigma'_{prom}}{\sigma'_c} \right) \text{ arcillas SC con } \sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta \sigma'_{prom} < \sigma'_c \quad Ec. 25$$

Donde:

σ'_o = Esfuerzo efectivo promedio

$\Delta \sigma'_{prom}$ = Incremento promedio de esfuerzo

σ'_c = Máximo esfuerzo histórico

e_o = Relación de vacíos

C_c = Coeficiente de compresión

C_r = Coeficiente de recompresión

H_c = Altura de suelo

2.9.2 Drenaje

El drenaje es un método de mejora del terreno, ya que se reduce la cantidad y/o la presión del agua intersticial. El drenaje suele producir aumento de compacidad (Lambe & Whitman, 1991). Este método es ideal para la aplicación en estratos de suelos finos y de bajo drenaje como las arcillas y algunas mezclas de limos; consiste en la construcción por intermedio de perforaciones de agujeros en los estratos de arcilla en campo a intervalos regulares. Estos orificios son rellenados con arena altamente permeable y posteriormente se complementa con la aplicación de una sobrecarga en la superficie del suelo, la cual ocasiona un incremento de presión de poros en la arcilla, el cual se disipa por el drenaje tanto en forma vertical como en forma radial.

Para Lambe & Whitman (1991) los drenes verticales son idóneos para utilizarse cuando se cumplen las siguientes condiciones:

1. La capa de suelo blando es gruesa, lo que proporciona una trayectoria de drenaje vertical larga.
2. La permeabilidad horizontal es varias veces superior a la permeabilidad vertical.

Un esquema de distribución de drenes verticales puede observarse en el gráfico 8.

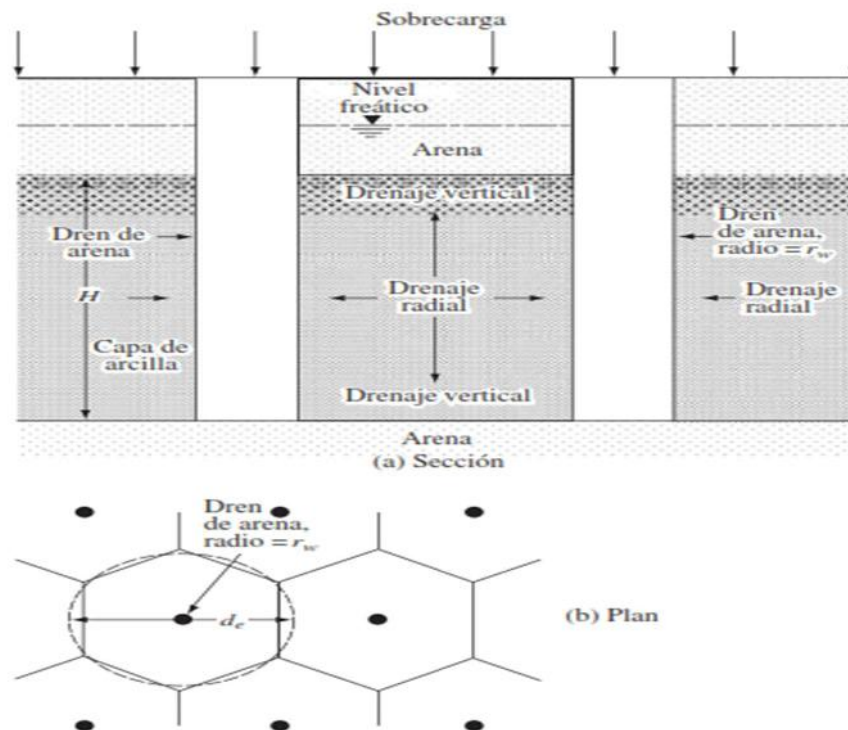


Gráfico 8 Esquema de aplicación del método de drenaje
[Fuente: Tomada del libro de Das (2015)]

2.9.2.1 Diseño de wick drains

Uno de los factores a tomar en cuenta en el diseño de “wicks drains”, es el tipo de material que lo constituirá. Hasta 1975 la práctica común en la construcción de este sistema de drenaje vertical era la construcción de drenes verticales de arena.

A partir de año 1975 surge como un método alternativo para la construcción de “wicks drains”, el uso de drenes elaborado a base de geosintéticos, los cuales actualmente predominan dentro del mercado.

Los wicks drains usualmente están constituidos por plásticos corrugados o núcleos de cartón con recubrimiento geotextil.

Los wicks drains son perforados en el suelo hasta la profundidad que se requiera y la instalación puede durar de 1 a 5 minutos dependiendo de las condiciones del suelo. El diseño de los wicks drains no es estandarizado, pero una buena práctica es igualar el diámetro del wicks drain a un dren de arena equivalente. (Santi et al., 2001)

El método desarrollado por (Barron, 1948), es el comúnmente usado y se realiza por medio de la siguiente ecuación:

$$t = \frac{D^2}{8c_b} \left[\ln\left(\frac{D}{d}\right) - 0.75 \right] \ln\left(\frac{1}{1-U}\right) \quad Ec. 26$$

Donde:

t = tiempo de consolidación

c_b = coeficiente de consolidación ante flujo horizontal

d = diámetro equivalente para el wick drain ($\sim$ circunferencia/ π)

D = Esfera de influencia del wick drain (1.05*espaciamento para patrón triangular y 1.13*espaciamento para patrón cuadrado)

U = Grado promedio de consolidación

El parámetro más importante para el suelo es el coeficiente de consolidación ante flujo horizontal c_b . Este parámetro puede estimarse a partir del CPTu con la medida de disipación. A pesar de que el CPTu provoca un grado de alteración en el suelo, la instalación del wick drain, tiene un impacto similar, por lo que el valor calculado de c_b del CPTu usualmente es representativo del suelo para el diseño del wick drain.

2.9.2.2 Procedimiento constructivo de los Wick Drains.

La secuencia de instalación de los drenes verticales será dirigida por el ingeniero residente, de acuerdo a las especificaciones del estudio de suelos y los planos de construcción. Todos los drenes verticales irán hasta su máxima profundidad de anclaje o hasta el rechazo, como está definido en el estudio de suelos y especificaciones de construcción (ver gráfico 9).

Para comenzar la instalación de la mecha hay que insertar el drenaje vertical desde el carrete de la mecha, por arriba del tubo de la mecha, hasta arriba del cilindro de esta misma y hasta debajo de la prensa de sujeción.

Se debe colocar la mecha de drenaje a través o alrededor del dispositivo de anclaje y colocar el final de la mecha en la parte de arriba y dentro de la prensa de sujeción alrededor de 6 a 8 pulgadas. Se debe halar el exceso de la mecha de drenaje lentamente a través de la prensa de sujeción y el tubo vertical de la mecha de drenaje revertiendo el

rollo de la mecha de drenaje a mano. El dispositivo de anclaje se contraerá hacia arriba en contra del fondo de la punta de la prensa de sujeción. Lo anterior previene que la tierra o el fango entre en la prensa de sujeción durante la inyección de esta dentro del suelo.

Después de instalada la mecha de drenaje, se debe verificar el aplomo del equipo y corregirlo si esta desplomado con los controles hidráulicos para corregirlo según las especificaciones del equipo quien haga el trabajo.

Mover la maquina con la prensa de sujeción a la localización de los drenes verticales e inserte la prensa de sujeción con el dispositivo de anclaje en el lugar, usando fuerza estática (y/o fuerza vibratoria si se necesita) en el interior de la plataforma y hasta la profundidad deseada. Extraer la prensa de sujeción dejando el dispositivo de anclaje y la instalación completa del drenaje vertical en su sitio, descontaminada y en la profundidad correcta. Se debe cortar la mecha del dren vertical según la especificación contractual de longitud sobre el área de trabajo.

Los wick drains se suministran en rollo (ver gráfico 10). Una vez que el rollo ha sido usado es necesario agregar un empalme al siguiente rollo. Para hacer el empalme, se corta el final del rollo en ángulo y se inserta a la punta del siguiente rollo y se grapan juntos.

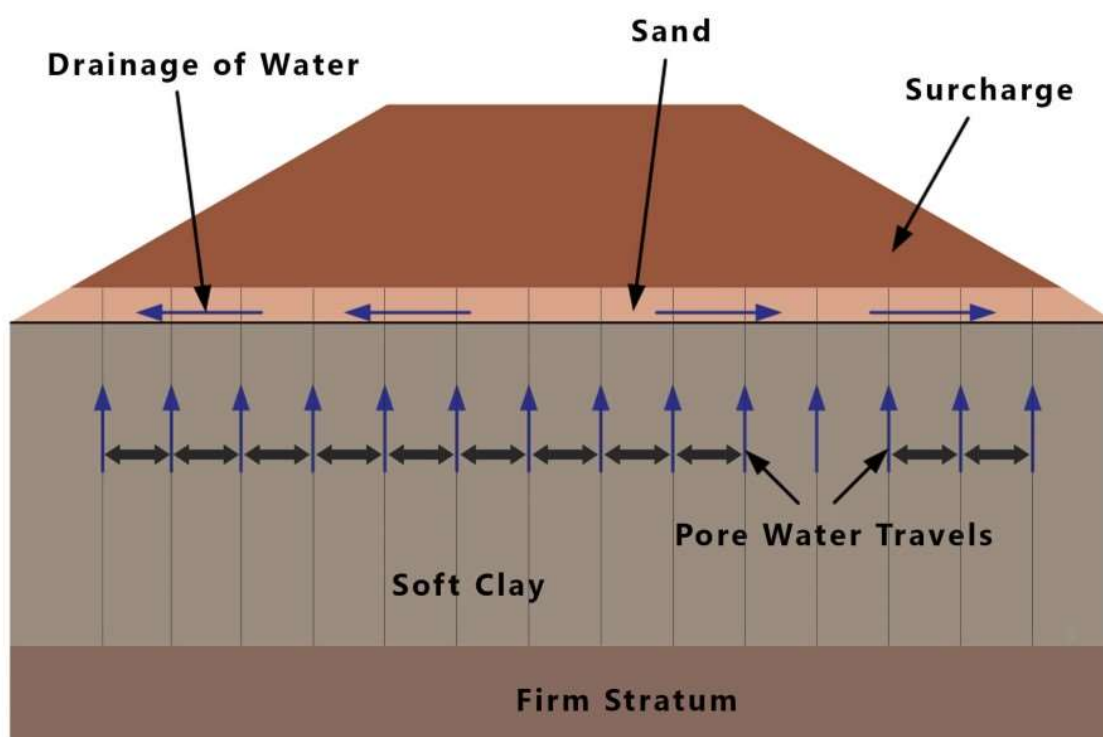


Gráfico 9 Esquema de instalación de wick drain
[Fuente: Tomada de la web]



Gráfico 10 Patrón cuadrado en wick drains
[Fuente: Tomada de la web]

2.10 Modelos numéricos en la Geotecnia.

Los modelos numéricos constituyen una solución distinta a la de los métodos analíticos tradicionales, los mismos que generalmente son desarrollados por medios informáticos, lo cual ha conllevado que sean denominados también métodos computacionales.

La ventaja de la aplicación de métodos numéricos en la ingeniería y específicamente en la geotecnia, radica en que permite establecer resolver un problema considerando mayor cantidad de variables ya sean estas permanente o transitorias en el desarrollo del problema, lo cual permite aproximar y analizar los resultados no solo de la construcción final, sino también al proceso constructivo, situación que resultaría muy compleja mediante el uso de métodos analíticos tradicionales.

En geotecnia, una ventaja significativa de los métodos numéricos frente a los métodos analíticos es la facultad de modelar problemas geotécnicos de alto nivel, considerando los diferentes estados de los parámetros geotécnicos a lo largo del tiempo de análisis del problema.

Los esfuerzos y las deformaciones son las variables predominantes a resolver por el modelo geotécnico, y según las condiciones del sitio, el especialista geotécnico deberá seleccionar

adecuadamente, el modelo constitutivo más favorable para el desarrollo del problema, así como también obtener valores de alta confiabilidad para los parámetros requeridos según el modelo constitutivo seleccionado.

La idealización del modelo geotécnico computacional será el proceso más importante en la generación de un modelo geotécnico computacional, debiendo el ingeniero geotécnico hacer uso de su experiencia y conocimiento para seleccionar adecuadamente el modelo numérico constitutivo, los valores de los parámetros requeridos y las fases del modelo, procurando que el modelo geotécnico computacional sea preciso para el análisis del problema, pero así mismo procesable por los recursos computacionales con los que se cuenta. Un ejemplo de idealización del modelo geotécnico computacional se presenta en el gráfico 11.

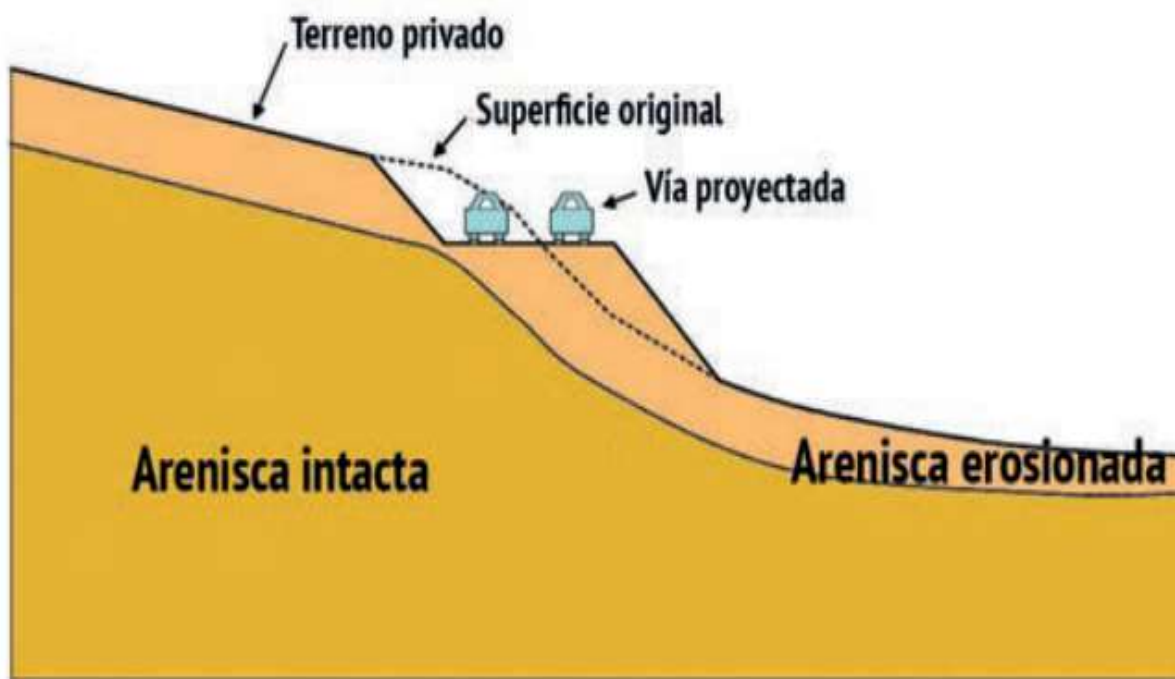


Gráfico 11 Vista de sección de un modelo geotécnico computacional
[Fuente: Plaxis B.V., Curso de geotecnia computacional, Lima, PUCP. 2010]

El estudio de deformaciones en los suelos constituye un problema geotécnico de alto interés para el desarrollo mediante métodos numéricos, ya que este fenómeno se presenta en varias etapas y la magnitud de las deformaciones varía constantemente conforme a la imposición de cargas, la disipación del agua intersticial del suelo, y la transferencia de la carga soportada por esa agua al esqueleto del suelo.

2.10 Modelos constitutivos aplicados a la Ingeniería Geotécnica.

Los modelos constitutivos son ecuaciones que describen el comportamiento de los materiales ante fuerzas externas. En la ingeniería geotécnica, se utilizan para simular y predecir el comportamiento de los suelos ante diferentes cargas y exigencias.

Algunos ejemplos de modelos constitutivos son:

- Modelo lineal elástico
- Modelo de Mohr Coulomb
- Modelo de Hoek y Brown generalizado
- Modelo Hardening Soil
- Modelo Soft Soil

Los modelos constitutivos se aplican en la ingeniería geotécnica para analizar problemas como: Deformaciones estáticas y dinámicas, Respuesta sísmica, Licuación estática y cíclica.

2.10.1 Modelo Lineal Elástico

El modelo lineal es el modelo de material básico que asume una relación lineal entre la tensión-deformación dada por la ley de Hooke. Se requiere para esto el peso unitario del suelo, el índice de poisson y el módulo de elasticidad.

En un problema unidimensional la ley describe una dependencia lineal de tensión σ en la deformación ϵ , a través del módulo E (módulo de elasticidad) (ver gráfico 12).

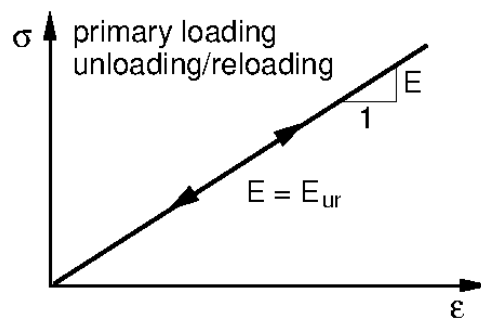


Gráfico 12 Relación tensión-deformación del modelo lineal
[Fuente: Tomada de la web]

En esta estructura el modelo lineal proporciona una variación lineal de desplazamientos como una función de las cargas aplicadas.

2.10.2 Modelo de Mohr Coulomb

Se trata de un modelo elastoplástico perfecto (isotrópico) desarrollado a partir de la composición de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla Mohr-Coulomb. Puede simular el comportamiento de suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados y se debe tener en cuenta que no representa el comportamiento elastoplástico progresivo, sino que es un modelo elástico y luego plástico perfecto. Al criterio de Mohr-Coulomb para poder extenderlo al modelo se agregan parámetros elásticos y volumétricos.

Estos parámetros se obtienen de ensayos triaxiales, CD, CU, así como por ensayos de corte directo o por correlaciones con otros ensayos (SPT, CPT, CPTu, etc.), sin embargo, las definiciones de estos parámetros varían en función del ensayo que haya realizado, así como del fin para el cual es necesario obtenerlos.

El modelo de Mohr-Coulomb se utiliza para:

- Simular el comportamiento de suelos granulares
- Determinar la combinación de esfuerzo cortante y normal que causa la fractura de un material
- Analizar la capacidad de los suelos para resistir cargas

El modelo de Mohr-Coulomb se basa en los siguientes principios: La elasticidad perfecta, La plasticidad asociada a la deformación irreversible, La hipótesis de Coulomb.

2.10.3 Modelo Hoek y Brown

Partiendo del estudio de cientos de estructuras subterráneas y de pendientes rocosa se logró establecer un criterio de falla que describe con gran precisión el fallo de la masa rocosa, y que hoy se conoce como Modelo Hoek y Brown.

Como en todos los modelos geotécnicos, las mediciones de campo y de laboratorio son fundamentales para determinar las propiedades índices y parámetros que constituyen el modelo Hoek y Brown, por lo tanto la selección de los ensayos correctos que permitan obtener con mayor precisión cada parámetro, incidirá en los resultados.

Una forma más directa de obtener los parámetros para la conformación del modelo Hoek y Brown es conociendo la clasificación del macizo rocoso mediante GSI, ya que existen programas que a partir del GSI pueden proporcionar información con base científica acerca de los demás parámetros, sin embargo siempre se recomendará contrastar los mismos con ensayos confirmatorios de campo y de laboratorio.

2.10.4 Modelo Hardening Soil

A diferencia del modelo de Mohr-Coulomb, este modelo de rigidez tiene en cuenta la dependencia de las tensiones con el módulo de respuesta (o de elasticidad) de manera que cuánto mayores son las tensiones a las que está sometido el suelo, mayor es la rigidez que responde.

Este es un modelo elastoplástico que parte de una curva hiperbólica y que incluye la formulación de una superficie de fluencia y es capaz de simular un amplio rango de materiales tanto cohesivos como granulares. Esto queda expresado en que con respecto al modelo de Mohr Coulomb (perfectamente plástico) la superficie de fluencia no es fija, sino que se expande debido a la deformación plástica.

Este modelo también puede predecir de manera bastante precisa los comportamientos de ablandamiento. La superficie de fluencia de este modelo está compuesta por un rango de deformaciones plásticas tanto volumétricas como cortantes y una caracterización mediante diferentes módulos elásticos que dependen de la presión de confinamiento.

2.10.5 Modelo Soft Soil

Es un modelo elastoplástico para suelos blandos (arcillas normalmente consolidadas ($OCR < 2$), limos arcillosos y turba. Estos suelos se caracterizan por su alta compresibilidad, por lo que no logran ser representados de forma correcta con modelos como Hardening Soil. El endurecimiento que considera está basado en la relación logarítmica entre la deformación volumétrica y el esfuerzo efectivo medio (p'), cuya superficie de fluencia, está definida por el comportamiento de falla basado en el criterio de falla de Mohr Coulomb y por la curva elíptica dependiente de la presión de pre consolidación (P_p) (ver gráfico 13).

Las características del modelo son:

- Rigidez dependiente del nivel de esfuerzos (comportamiento de compresión logarítmica).
- Distinción entre carga primaria y descarga- recarga
- Memoria para el esfuerzo de pre consolidación
- Comportamiento a fallo según el criterio de Mohr-Coulomb.

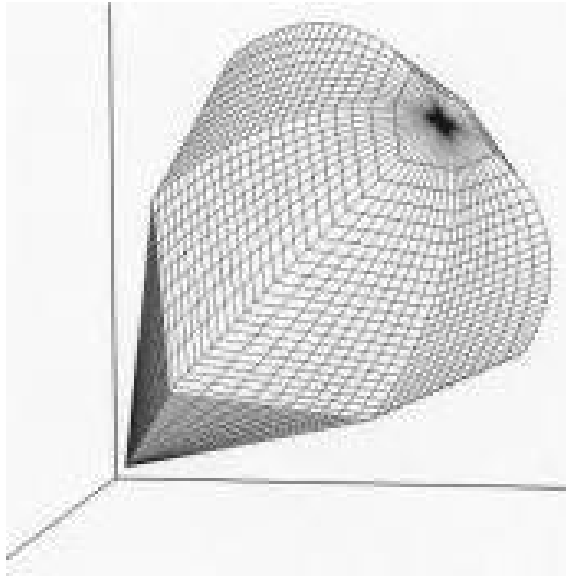


Gráfico 13 Modelo Soft Soil es un modelo tipo Cam-Clay de un suelo arcilloso normalmente consolidado.
 [Fuente: Tomada de la web]

CAPITULO III – METODOLOGÍA

3.1 Tipo de investigación

Aplicado: Esta investigación busca resolver problemas prácticos específicos. En este caso, la caracterización geotécnica del suelo y la evaluación de la factibilidad del uso de técnicas como los wick drains para la consolidación del suelo tienen aplicaciones directas en proyectos de ingeniería civil.

Descriptivo: Parte de tu estudio se enfoca en describir el perfil estratigráfico del suelo mediante ensayos CPTu, así como en determinar propiedades geomecánicas del suelo. Esto implica una descripción detallada de las características del suelo en el sitio de estudio.

Explicativo: Se busca explicar cómo y por qué ciertos procesos de consolidación ocurren y cómo las técnicas de aceleración de la consolidación pueden afectar estos procesos. Esto incluye el desarrollo y análisis de modelos computacionales para calcular consolidaciones y tiempos de consolidación.

3.2 Población

La investigación es llevada a cabo en la región del Gran Guayaquil (Ecuador), incluyendo la ciudad de Durán. En el área de estudio, los suelos representan predominantemente la época Holocena, caracterizada por una extensa planicie aluvial y depósitos deltaicos estuarinos que se posicionan en la base de la Cordillera Chongón-Colonche. Debido a los atributos geológicos de Guayaquil y Durán, una proporción sustancial de sus sitios exhibe suelos propensos a la licuefacción o una capa superior sustancial que comprende arcilla blanda y material orgánico. (Paredes et al., 2022).

El cantón Durán abarca un área aproximada de 59 km², ubicado aproximadamente a 5 km de Guayaquil. La topografía es predominantemente plana, con esporádicas elevaciones aisladas, como el cerro «Las Cabras». El área de estudio corresponde a la zona industrial de Durán, situada a pocos metros del río Guayas (ver gráfico 14). Esta zona, que anteriormente fue utilizada para el cultivo de arroz, no ha estado sometida a cargas significativas.

El sitio de estudio se define como una planicie aluvial que forma parte de la zona distal de una serie de abanicos aluviales de material cuaternario. Posee una extensión de 300.19 Km² y una población de 235,769 habitantes, según los datos del censo poblacional

(2010), con una densidad poblacional de 785.40 habitantes por Km². Esto la ubica como la segunda ciudad más poblada en la provincia del Guayas y una de las diez más pobladas a nivel nacional.



Gráfico 14 Ubicación de la ciudadela Brisas de Procarsa
[Fuente: Google Maps]

Investigaciones previas realizadas en el sitio de estudio muestran que su estratigrafía está conformada principalmente por estratos compuestos por mezclas de limos y estratos arcillosos, desde la cota 0.00 msnm hasta aproximadamente la cota -19.00 msnm y a partir de esta la aparición de estratos compuestos por mezclas de arena. El gráfico 15 muestra una estratigrafía detallada del sitio de estudio, en donde se puede observar su composición y alternancia de estratos.

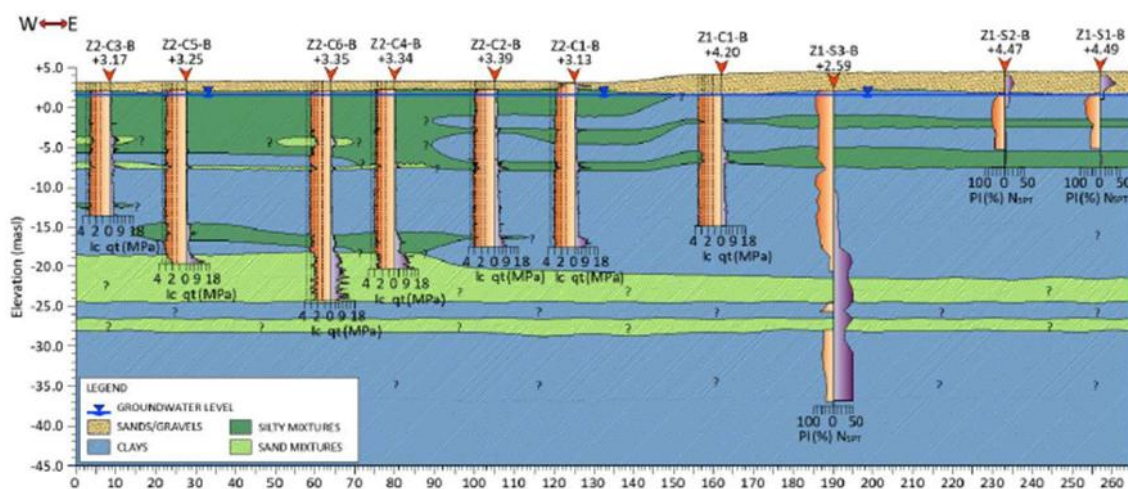


Gráfico 15 Estratigrafía del sitio
[Fuente: (Arévalo Ochoa & Muñoz Buestan, 2023)]

3.3 Procedimiento

Para conocer la caracterización geotécnica del sitio de estudio y la consolidación esperada para los diferentes escenarios que se plantean en esta investigación, se ha aplicado una metodología cuantitativa.

Un enfoque cuantitativo es secuencial y probatorio. Cada etapa precede a la siguiente y no podemos “brincar” o eludir pasos. El orden es riguroso, aunque, desde luego, podemos redefinir alguna fase (Hernandez et al., 2014). El gráfico 16 muestra las fases que conlleva una investigación con enfoque cuantitativo.

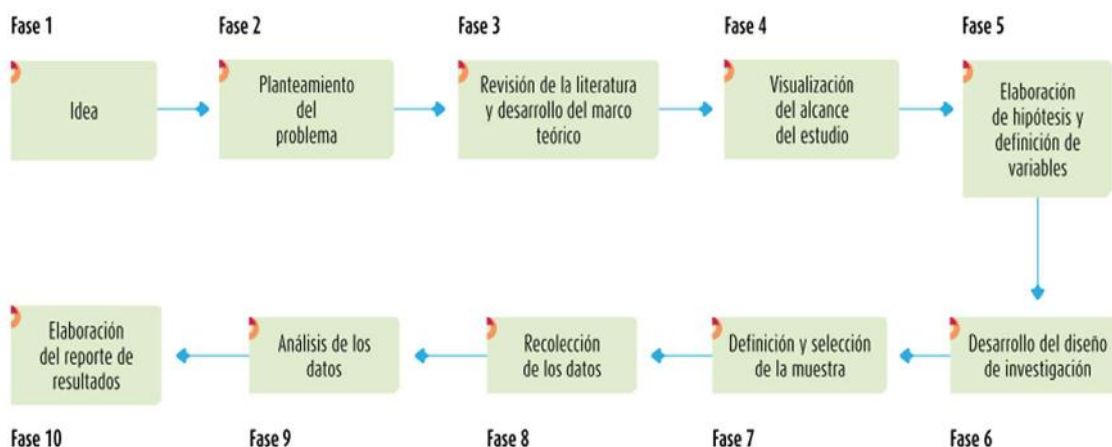


Gráfico 16 Proceso investigación con enfoque cuantitativo

[Fuente: Hernández et al. (2014)]

3.4 Recolección de datos

Para el desarrollo de esta investigación se ha procedido con la recolección de datos de sondeos geotécnicos del sitio, datos bibliográficos de la geología de la zona y posterior procesamiento de los datos en los softwares CPeT-IT, Google Earth, Plaxis 2D.

El desarrollo de la investigación se la realizó en dos fases:

- Recopilación de la información
- Procesamiento de la información.

3.5 Recopilación de la información.

La empresa Geocimientos S.A. fue contratada con la finalidad de ejecutar los ensayos de campo correspondientes, a fin de determinar el perfil estratigráfico del suelo, habiéndose ejecutado ensayos de sondeos del tipo CPTu (ver gráfico 17). La información de la exploración geotécnica del sitio permite la elaboración de un perfil estratigráfico del

sitio con información precisa, delineando de manera óptima las secuencias de los diferentes estratos del suelo.



Gráfico 17 Ejecución de ensayo CPTu por parte de Geocimientos S.A.

La obtención de propiedades geomecánicas del suelo es posible a partir de correlaciones establecidas en función de los parámetros de medición de ensayos CPTu, lo que permite obtener aproximaciones con sustento científico de propiedades físicas y mecánicas de los diferentes estratos de suelo a partir de los datos de medición de un ensayo CPTU, supliendo con resultados aproximados la carencia de ensayos de laboratorio que permitan obtener con precisión dichas propiedades.

Dentro de la información geotécnica del sitio de estudio recopilada, se han obtenido los datos de dos ensayos CPTu realizados por la empresa GEOCIMENTOS S.A., de los cuales se precisan datos en la tabla 14.

Tabla 14 Coordenadas de ubicación de ensayos CPTu

Ensayo	Profundidad del ensayo (m)	Coordenada norte	Coordenada este	Fecha del ensayo
CPTu 1	22.88	9755525	630920	03/04/2022
CPTu 2	22.76	9755485	631013	30/07/2022
Datum: WGS84; Zona: 17S				

Dentro de la información geotécnica recolectada consta también la obtención de ensayos edométricos y mediciones de consolidaciones realizadas a placas ubicadas en el sitio de estudio. La tabla 15 presenta datos de los ensayos edométricos obtenidos.

Tabla 15 Resumen de ubicación de ensayos edométricos.

Ensayo	Profundidad del ensayo (m)	Coordenada norte	Coordenada este
Muestra 1	0.5-1	9755525	630920
Muestra 2	1.5-2	9755525	630920
Muestra 3	2.5-3	9755525	630920
Muestra 4	3.5-4	9755525	630920
Muestra 11	10.5-11	9755525	630920
Muestra 12	11.5-12	9755525	630920
Muestra 13	12.5-13	9755525	630920
Muestra 14	13.5-14	9755525	630920
Muestra 15	14.5-15		
Datum: WGS84; Zona: 17S			

Se obtuvo también las mediciones de una placa de asentamientos ubicada en la coordenada E= 630947, N=9755515.



Gráfico 18 Ubicación de ensayos recolectados

El gráfico 18 muestra la ubicación de los ensayos recolectados, placa de asentamiento, y se muestra con un contorno amarillo el área de intervención del proyecto.

3.6 Procesamiento de los datos recopilados

Para el procesamiento de los datos recopilados se ha utilizado softwares informáticos con la finalidad de agilizar los resultados de caracterización geotécnica a partir de los ensayos recopilados, lo cual se detalla a continuación para cada tipo de ensayo:

3.6.1 Procesamiento de ensayos CPTu

Para el procesamiento de ensayos CPTu se utilizó el software CPeT-IT v 3.0 de la empresa Geologismiki (ver gráfico 19). Para la elección de este software se consideró su facilidad de uso, el cálculo de parámetros CPTu y propiedades geomecánicas del suelo a partir de parámetros CPTu por medio de ecuaciones producidas por investigaciones científicas de alto impacto, y la presentación de resultados gráficos que facilitan la interpretación de resultados.



Gráfico 19 Software CPeT-IT de Geologismiki
[Fuente: Página Web de Geologismiki]

A través del procesamiento de los ensayos CPTu se obtuvieron lo siguientes parámetros para la caracterización del perfil estratigráfico:

- Peso Unitario
- Angulo de fricción
- Permeabilidad
- Resistencia al corte no drenada
- OCR

Profundidad de los estratos

3.7 Definición de perfil estratigráfico representativo para cada punto de ensayo CPTu.

La configuración del perfil estratigráfico representativo para cada punto de ensayo CPTu, todos los resultados fueron considerados del procesamiento de los ensayos.

Este proceso utiliza técnicas analíticas y comparativas de resultados y consiste en simplificar los resultados obtenidos del ensayo CPTu cada 1 cm a capas estratigráficas de alturas variables que asocian resultados similares a los valores de parámetros CPTu más representativos para ese conjunto de resultados, las cuales constituyen los diferentes estratos del perfil estratigráfico.

Asimismo, fueron recalculadas las propiedades geomecánicas para los valores de los parámetros CPTu asociados para cada estrato.

3.8 Determinación de la consolidación.

Para la determinación del tiempo de la consolidación se utilizó el uso del software Plaxis 2D de la empresa Bentley (ver gráfico 20).

El Software Plaxis 2D es un software de cálculo de deformaciones y estabilidades en suelos basado a modelos de elementos finitos. La licencia del software utilizado para este cálculo es una licencia del tipo educativo facultada por la Coordinación de la Maestría en Geotecnia de la FICT de la ESPOL.

Para ambos casos fueron utilizados los perfiles estratigráficos constituidos y las propiedades geomecánicas calculadas.

Posteriormente, se realizó una comparación de los resultados obtenidos mediante ambos métodos.



Gráfico 20 Software Plaxis 2D de Bentley
[Fuente: Página Web de Bentley]

3.8.1 Determinación de la consolidación mediante el empleo de técnicas para la reducción del tiempo de consolidación esperado.

Con la finalidad de analizar alternativas técnicas que reduzcan los tiempos esperados para la consolidación del suelo y la carga de la estructura a construirse, se han generado dos modelos adicionales, los cuales han sido analizados únicamente mediante el empleo del software plaxis 2D. El primer modelo consistió en la aplicación de una precarga al terreno, la cual genera esfuerzos superiores en el suelo, acelerando el proceso de consolidación. El segundo modelo consiste en la incorporación de wick drains al primer modelo. Finalmente, se realiza el análisis de los resultados obtenidos con ambos modelos enfocados en la reducción de los tiempos de consolidación respecto al modelo inicial.

3.9 Configuración y Parametrización del modelo computacional.

La idealización del perfil estratigráfico se basó en un análisis comparativo de los resultados de los ensayos CPTu 1 y CPTu 2 (ver gráfico 21). Mediante la aplicación de correlaciones empíricas respaldadas por evidencia científica, se estimaron los parámetros geotécnicos de cada capa.

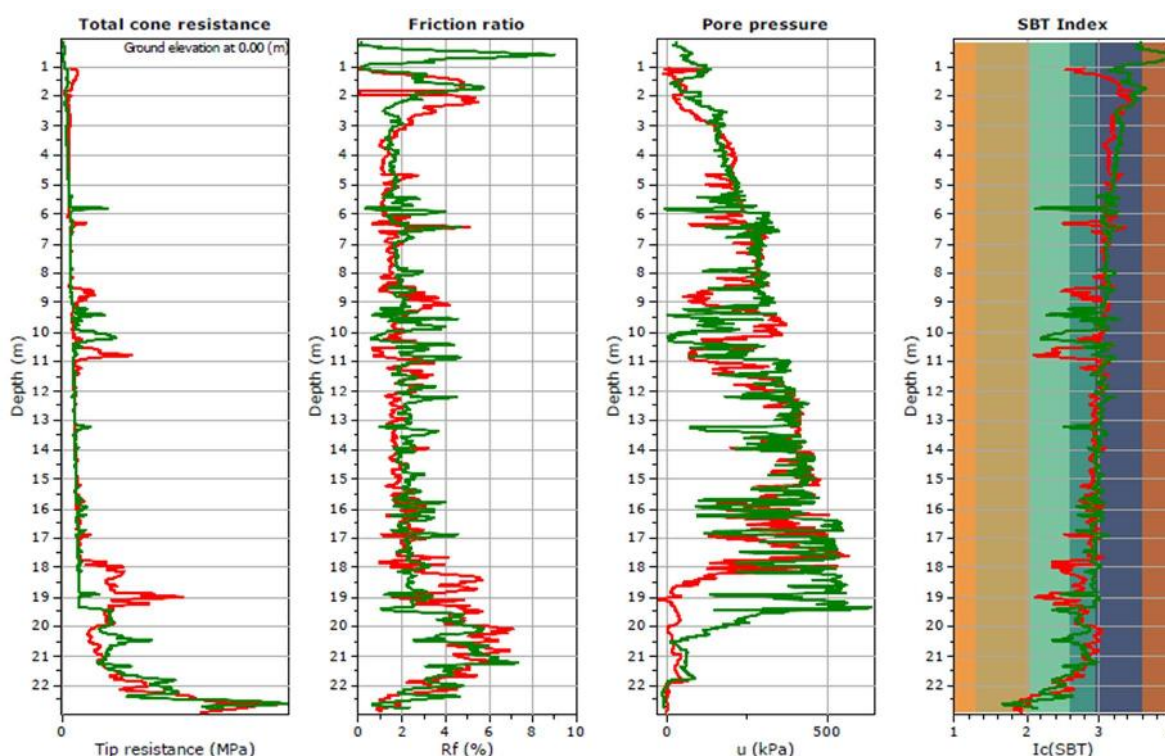


Gráfico 21 Gráficos comparativos de los ensayos CPTu 1 y CPTu 2.

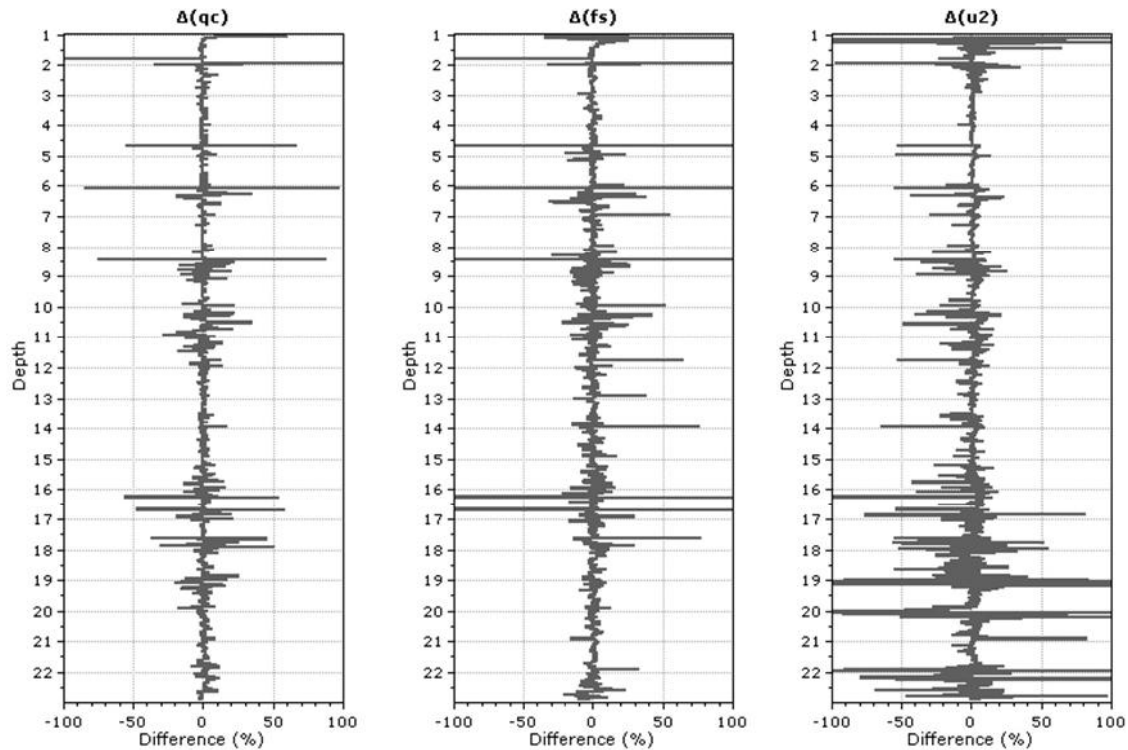


Gráfico 22 Variación en % entre los parámetros medidos para los ensayos CPTu 1 y CPTu 2

Al comparar los resultados de los ensayos CPTu 1 y 2, representados gráficamente en la Figura 21, se observó una alta correlación entre los valores de resistencia a la punta (q_c), resistencia por fricción (f_s) y presión de poro (u), especialmente en los intervalos de profundidad comprendidos entre 0 y 18 m, y entre 19.5 m y la profundidad final. Dicha similitud de resultados puede apreciarse también en el gráfico 22, en donde se realiza una gráfica de las variaciones porcentuales entre cada parámetro medido, notándose que especialmente para las gráficas de q_c y f_s las diferencias entre valores para los parámetros medidos son inferiores al 10% en aproximadamente el 90% de las gráficas.

Dada esta similitud, era factible utilizar los resultados de cualquiera de los dos ensayos para definir el perfil estratigráfico del modelo numérico. Sin embargo, considerando la disponibilidad de ensayos edométricos cercanos al punto de ejecución del CPTu 1, así como la intención de validar el modelo con mediciones de asentamiento, se optó por emplear los datos del CPTu 1 para generar el perfil estratigráfico idealizado.

Para simular el comportamiento del suelo bajo las condiciones de carga y drenaje establecidas, se desarrolla un modelo numérico bidimensional en Plaxis 2D. El modelo

considera un perfil estratigráfico compuesto por tres capas principales donde las primeras dos capas corresponden a un mismo estrato (arcilla limosa) y la tercera capa corresponde a otro estrato (arcilla). La consideración en las primeras dos capas del estrato de arcillas limosas se debe a que el nivel freático se ubica a 1 metro de la superficie, generando la capa uno considerada como drenada y la capa dos considerada no drenada (ver gráfico 23).

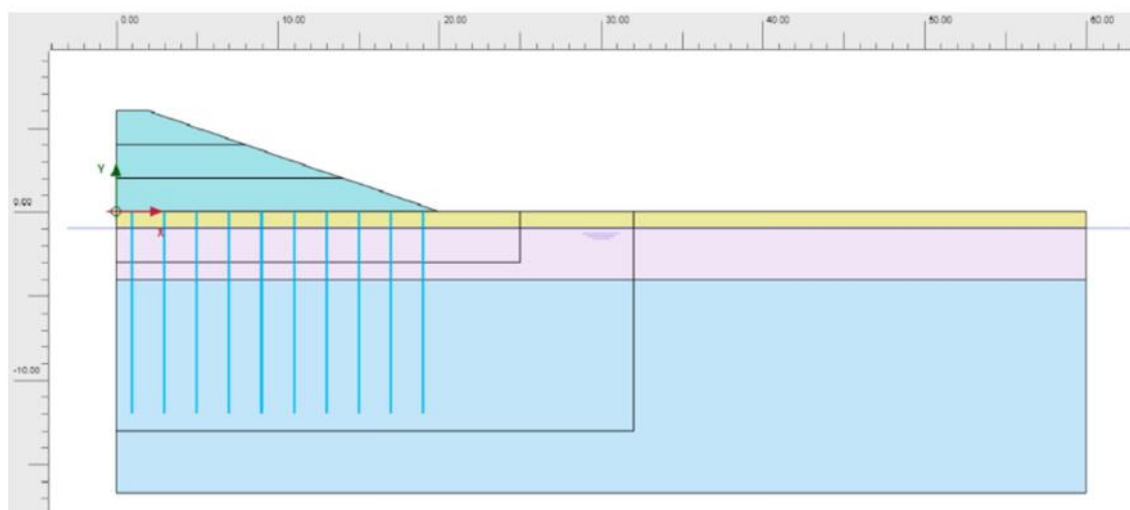


Gráfico 23 Modelo en Plaxis 2D

De tal forma el modelo perfil estratigráfico ha quedado configurado según lo detallado en la tabla 16.

Tabla 16 Modelo del perfil estratigráfico

PARAMETRO	MATERIAL			
	TERRAPLEN (EMBANKMENT)	Mezclas de Arcillas y limos – Drenada (Clay and silty clay D)	Mezclas de Arcillas y limos – No Drenada (Clay and silty clay UD)	Arcilla (Clay)
GENERAL				
Modelo del suelo	Mohr-Coulomb	Soft Soil	Soft Soil	Soft Soil

Tipo de comportamiento del material	Drenado	Drenado	No Drenado A	No Drenado A
γ_{unsat} - Peso unitario no saturado (kN/m3)	18.5	15.3	15.3	16.02
γ_{sat} - Peso unitario saturado (kN/m3)	18.5	15.3	15.3	16.02
e_{init} – Relación de vacíos inicial	-	2.783	2.28	2.73
n_{init} – Porosidad inicial	-	0.7357	0.6951	0.7319
MECANICO				
λ - Lambda	-	0.079	0.017	0.028
κ - Kappa	-	0.0115	0.2	0.2
C – Cohesión (kN/m2)	30	10	10	15
Φ - Angulo de Fricción	40	38	38	38
INICIAL				
K_0 -- determinación	Automática	Automática	Automática	Automática
OCR - Radio de sobre consolidación	-	6.63	6.63	3.42
PROFUNDIDADES DE LOS ESTRATOS				
Desde (m)	Variable	0.00	-1.00	-4.05
Hasta (m)	Variable	-1.00	-4.05	-16.72
Altura del estrato (m)	Variable	1.00	3.05	12.67
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO				
-1.00 m				

La geometría del modelo se define considerando las dimensiones del área de estudio y las profundidades de cada capa. Para obtener los parámetros utilizados para la

calibración del modelo constitutivo se utilizaron diferentes tipos de ensayo como los CPTu y los edométricos.

La configuración del modelo numérico se basó en una detallada representación de las características geométricas y geotécnicas del terraplén real. Se simularon las diferentes fases de construcción, considerando las propiedades de los materiales utilizados y el tiempo de compactación de cada capa. Esta aproximación permitió evaluar de manera precisa la respuesta del suelo y del terraplén a las cargas aplicadas durante el proceso constructivo.

Con el fin de evaluar la capacidad del modelo numérico para predecir el comportamiento a largo plazo del suelo, se estableció como tiempo de consolidación el lapso transcurrido desde la finalización de la construcción del terraplén hasta la última medición registrada en la placa de asentamiento ubicada en las inmediaciones del CPTU 1. Esta decisión permitió comparar directamente los resultados del modelo numérico con los datos de campo, validando así la precisión de las simulaciones realizadas.

Los parámetros geotécnicos de los materiales constituyentes del perfil estratigráfico fueron determinados a partir de las correlaciones empíricas establecidas entre los resultados de los ensayos CPTU y los ensayos edométricos. La Tabla 17 presenta un resumen de los parámetros obtenidos y las fuentes utilizadas para cada uno de ellos.

Tabla 17 Parámetros generales, mecánicos e iniciales de los materiales que componen el perfil estratigráfico.

PARÁMETRO	FUENTE DE OBTENCIÓN DEL VALOR DEL PARÁMETRO PARA CADA MATERIAL		
	Mezclas de Arcillas y limos – Drenada (Clay and silty clay D)	Mezclas de Arcillas y limos – No Drenada (Clay and silty clay UD)	Arcilla (Clay)
GENERAL			
γ_{unsat} - Peso unitario no saturado (kN/m ³)	CPTu	CPTu	CPTu
γ_{sat} - Peso unitario saturado (kN/m ³)	CPTu	CPTu	CPTu
e_{init} – Relación de vacíos inicial	Ensayo Edométrico	Ensayo Edométrico	Ensayo Edométrico

n_{init} – Porosidad inicial	Ensayo Edométrico	Ensayo Edométrico	Ensayo Edométrico
MECANICO			
λ - Lambda	Ensayo Edométrico	Ensayo Edométrico	Ensayo Edométrico
κ - Kappa	Ensayo Edométrico	Ensayo Edométrico	Ensayo Edométrico
C - Cohesión	CPTu	CPTu	CPTu
Φ - Angulo de Fricción	CPTu	CPTu	CPTu
INICIAL			
OCR - Radio de sobreconsolidación	CPTu	CPTu	CPTu
PROFUNDIDAD			
Desde (m)	CPTu	CPTu	CPTu
Hasta (m)	CPTu	CPTu	CPTu
Altura del estrato (m)	CPTu	CPTu	CPTu

3.9.1 Parámetros del modelo constitutivo

Soil - Soft Soil - Clay & Silty clay D

General Mechanical Groundwater Thermal Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		Clay & Silty clay D
Soil model		Soft Soil
Drainage type		Drained
Colour		RGB 236, 232, 156
Comments		
Unit weights		
γ_{unsat}	kN/m ³	15,30
γ_{sat}	kN/m ³	15,30
Void ratio		
e_{init}		2,783
n_{init}		0,7357

Gráfico 24 Propiedades del material en Plaxis 2D

El peso específico del material no drenado se obtiene del ensayo CPTu 1, el cual es de $15,30 \text{ kN/m}^3$.

.: Layer No: 1 .:.		
Code: Layer_1 Start depth: 1.05 (m), End depth: 5.11 (m)		
Description: Clay & silty clay		
Basic results		
Total cone resistance: 0.48 ±0.17 MPa		
Sleeve friction: 7.98 ±10.37 kPa		
Ic: 2.77 ±0.16		
σ _v ': 24.89 ±6.47 kPa		
SBT _n : 4		
SBTn description: Clay & silty clay		
Schneider zone: Zone 1a		
Schneider desc.: Silts and low Ir clays		
Estimation results		
Permeability: 3.05E-08 ±4.48E-07 m/s	Constrained Mod.: 3.38 ±1.44 MPa	
N ₆₀ : 2.11 ±0.50 blows	Go: 10.53 ±3.32 MPa	
Es: 0.00 ±0.00 MPa	Su: 32.36 ±7.51 kPa	
Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 1.06 ±0.59	
φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 6.63 ±3.93	
Unit weight: 15.30 ±0.87 kN/m³		

Gráfico 25 Resultados del ensayo CPTu 1.

El índice de vacíos inicial se determinó a partir de los resultados del ensayo edométrico realizado sobre la muestra número 1. Estos datos fueron proporcionados por un docente experto en el área y corresponden a un análisis previo realizado sobre el material de estudio (ver gráfico 26).

B	C	D	E	F	G	H	L	M	N	O	P
ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN (ASTM D2435)											
(CARGA Y DESCARGA)											
CARGA											
CICLO	CARGA Kg.	PRESTION Kg / cm2	Lectura de dial DH	DH / Hs mm. / mm.	e = eo - DH / Hs						
1	0,25	0,008	0	0,0000	2,7838						
2	0,5	0,016	0,189	0,0282	2,7556						
3	1	0,032	0,556	0,0828	2,7009						
4	2	0,063	1,334	0,1987	2,5850						
5	4	0,126	2,461	0,3666	2,4172						
6	8	0,253	3,846	0,5729	2,2108						

γ_{suelo} 1529,574 kg/m³

Hs 0,6712894 cm 6,7128939 mm

eo 2,7837631

Area anillo 31,67 cm²

Vacios vs Esfuerzo

Gráfico 26 Ensayo de Consolidación (ASTM D2435).

oil - Soft Soil - Clay & Silty clay D

General Mechanical Groundwater Thermal Interfaces Initial

Property	Unit	Value
Stiffness		
λ^* (lambda*)		0,07900
κ^* (kappa*)		0,01150
v_{ur}		0,2000
Alternatives		
Use alternatives		☐
C_c		0,6881
C_s		0,05009
e_{init}		2,783

Gráfico 27 Propiedades del material arcilla limosa en Plaxis 2D.

Los parámetros de rigidez del suelo como lo son Lambda y Kappa se obtienen de los parámetros C_c y C_s del ensayo edométrico de la muestra 1.

Los parámetros de compresibilidad del suelo, como el índice de vacíos inicial, se determinaron a partir de los ensayos edométricos. Los valores de C_c para efectos del estudio se obtienen los valores por medio de los gráficos en relación de vacíos vs esfuerzos. Los valores de C_s de la muestra 3 y 4 se obtienen de las correlaciones de Skempton debido a que los valores obtenidos directamente de las gráficas excedían los rangos permitidos para el tipo de suelo.

Los parámetros de resistencia al corte como la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (ϕ) se obtienen mediante correlaciones empíricas a partir de los resultados de los ensayos CPTu y se utilizaron los valores efectivos.

Permeabilities

Use defaults ☐

k_x	m/day	2,635E-3
k_y	m/day	2,635E-3
Void ratio dependency ☐		
C_k		1000E12

Gráfico 28 Propiedades del material arcilla limosa en Plaxis 2D (Porosidad).

El valor de la permeabilidad se obtiene del ensayo CPTu 1 y se transforma en unidades $m/día$.

.: Layer No: 1 .:		
Code: Layer_1	Start depth: 1.06 (m), End depth: 5.11 (m)	
Description: Clay & silty clay		
Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 0.48 ±0.17 MPa	Permeability: 3.05E-08 ±4.48E-07 m/s	Constrained Mod.: 3.38 ±1.44 MPa
Sleeve friction: 7.98 ±10.3/ kPa	N ₆₀ : 2.11 ±0.50 blows	G _o : 10.53 ±3.32 MPa
I _c : 2.77 ±0.16	E _s : 0.00 ±0.00 MPa	S _u : 32.36 ±7.51 kPa
α _v : 24.89 ±6.47 kPa	Dr (%): 0.00 ±0.00	Su ratio: 1.06 ±0.59
SBT _r : 4	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 6.63 ±3.93
SBTn description: Clay & silty clay	Unit weight: 15.30 ±0.87 kN/m³	
Schneider zone: Zone 1a		
Schneider desc.: Silts and low Ir clays		

Gráfico 29 Resultados del ensayo CPTu 1 (Permeabilidad).

Para el estrato donde el material es solo arcilla se procede de forma similar tomando los valores de permeabilidad del ensayo CPTu 1 del material en estudio

Code: Layer_3 Start depth: 17.78 (m), End depth: 21.38 (m)		
Description: Clay		
Basic results	Estimation results	
Total cone resistance: 2.89 ±1.10 MPa	Permeability: 1.38E-08 ±2.30E-07 m/s	Constrained Mod.: 20.49 ±8.88 MPa
Sleeve friction: 126.00 ±30.81 kPa	N ₆₀ : 13.97 ±2.74 blows	G _o : 91.88 ±13.93 MPa
I _c : 2.89 ±0.23	E _s : 0.00 ±0.00 MPa	S _u : 156.71 ±60.14 kPa
α _v : 131.04 ±9.64 kPa	Dr (%): 0.00 ±0.00	S _u ratio: 1.33 ±0.51
SBT _r : 3	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	O.C.R.: 7.05 ±4.27
SBTn description: Clay	Unit weight: 18.96 ±0.41 kN/m³	
Schneider zone: N/A		
Schneider desc.: N/A		

Gráfico 30 Resultados del ensayo CPTu 1.

Finalmente se utilizan los valores de OCR de los ensayos de consolidación obtenidos mediante los CPTu.

La selección del modelo constitutivo para cada estrato se basó en la experiencia de los investigadores y en la caracterización geotécnica de los materiales. Se optó por modelos que representaran de manera realista el comportamiento mecánico de los suelos presentes en el sitio. En cuanto a la configuración de los wick drains, se realizaron múltiples análisis numéricos variando el espaciamiento y la profundidad de los drenajes. La configuración final se seleccionó en función de un análisis costo-beneficio, considerando la efectividad de los drenajes en la aceleración de la consolidación y el costo asociado a su instalación.

3.9.2 Configuraciones de las fases de cada modelo

Para modelar el comportamiento del suelo y evaluar la efectividad de las técnicas de aceleración de la consolidación, se desarrollaron dos modelos numéricos

independientes dentro del mismo proyecto. Ambos modelos consideraron las mismas condiciones iniciales y de carga, pero difirieron en la configuración de los sistemas de drenaje. Esta metodología permitió comparar de manera directa la influencia de los wick drains en la reducción de los asentamientos y en la aceleración del proceso de consolidación.

3.9.2.1 Modelo 1: Precarga

El análisis numérico se desarrolló considerando un proceso constructivo en etapas. Se simuló la aplicación de una precarga de 6 metros de altura, dividida en tres fases constructivas de 2 metros cada una. Para cada fase de construcción se permitió un periodo de consolidación, lo que resultó en un total de siete etapas de análisis. El peso específico de la precarga fue asumido de 18.5 kN/m^3 , correspondiente a un material de mejoramiento, el cual guarda similitud con el peso específico del material con el cual se construyó la precarga en el sitio de estudio, a fin de generar un esfuerzo de contacto similar al generado en el sitio de estudio y poder validar el modelo desarrollado.

El análisis numérico se desarrolló en siete fases para simular la construcción y consolidación del terraplén.

La fase 1 o estado inicial, se estableció el estado inicial del suelo, considerando las condiciones de carga y el nivel freático. Se realizó un análisis de tensiones efectivas para evaluar las condiciones iniciales del suelo.

Las fases 2, 4 y 6 se realizó la construcción de la precarga. En estas fases, se simuló la construcción del terraplén en tres etapas, aplicando cargas incrementales correspondientes al peso propio de cada capa de relleno. Se utilizó un análisis plástico para modelar el comportamiento no lineal del suelo bajo las cargas aplicadas.

Las fases 3, 5 y 7 se simuló la consolidación. Se realizaron análisis de consolidación para evaluar la disipación de las presiones de poro y el desarrollo de los asentamientos en cada etapa de construcción. El tiempo de consolidación se estableció en función de las características del suelo y de las dimensiones de las capas de relleno.

En todos los análisis se consideraron las condiciones de drenaje del suelo, utilizando un esquema de cálculo de presiones de poro adecuado. Para evitar la acumulación de errores numéricos, se restablecieron los desplazamientos a cero al inicio de cada fase de consolidación. Un resumen de la configuración de las fases del modelo 1 con los parámetros y configuraciones más importantes se presenta en la tabla 18.

Tabla 18 Resumen de la configuración de las fases del modelo 1.

Fase 1: Inicial	Tipo de cálculo: Cargas por gravedad Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Por nivel freático
Fase 2: Construcción de la precarga desde la superficie del terreno hasta la altura de 2 metros	Tipo de cálculo: Plástico Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Por nivel freático Tiempo de intervalo: 1 día Resetear desplazamientos a cero: Activado
Fase 3: Consolidación de la precarga	Tipo de cálculo: Consolidación Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Usar presiones de los resultados de fases previas Tiempo de intervalo: 43 días Resetear desplazamientos a cero: desactivado
Fase 4: Construcción de la precarga desde la superficie de la precarga de la fase 2 (2 metros) hasta la altura de 4 metros	Tipo de cálculo: Plástico Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Usar presiones de los resultados de fases previas Tiempo de intervalo: 1 día Resetear desplazamientos a cero: desactivado
Fase 5: Consolidación de la precarga	Tipo de cálculo: Consolidación Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Usar presiones de los resultados de fases previas Tiempo de intervalo: 43 días

	Resetear desplazamientos a cero: desactivado
Fase 6: Construcción de la precarga desde la superficie de la precarga de la fase 4 (4 metros) hasta la altura de 6 metros	Tipo de cálculo: Plástico Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Usar presiones de los resultados de fases previas Tiempo de intervalo: 1 día Resetear desplazamientos a cero: desactivado
Fase 7: Consolidación de la precarga	Tipo de cálculo: Consolidación Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Usar presiones de los resultados de fases previas Tiempo de intervalo: 179 días Resetear desplazamientos a cero: desactivado

3.9.2.2 Modelo 2: Precarga + Wick Drains

Para evaluar la influencia de los wick drains en el proceso de consolidación, se desarrolló un segundo modelo numérico (Modelo 2). Este modelo se configuró de manera similar al Modelo 1, pero se incluyó un sistema de drenaje vertical compuesto por wick drains. Los wick drains se instalaron en un arreglo geométrico triangular, con una profundidad de 12 metros y con un espaciamiento de 2 metros, lo que permitió una distribución uniforme del drenaje y una mayor eficiencia en la reducción de las presiones de poro. El arreglo triangular se seleccionó para maximizar la superficie de drenaje y minimizar la distancia entre los drenajes y el suelo circundante, lo que se traduce en una mayor velocidad de disipación de las presiones de poro y una reducción más efectiva de los tiempos de consolidación. A partir de la fase dos, se simuló la activación de los wick drains, lo que permitió una disipación más rápida de las presiones de poro y una reducción significativa en los tiempos de consolidación, mejorando así la estabilidad y la capacidad de carga del suelo. Las fases de construcción y consolidación fueron idénticas a las del

Modelo 1, lo que permitió comparar los resultados y cuantificar el efecto de los wick drains en la aceleración de la consolidación.

A excepción de la inclusión de los sistemas de drenaje vertical en la fase 2, la configuración del modelo 2 fue idéntica a la del modelo 1. Esto permitió evaluar de manera aislada el efecto de los wick drains en el comportamiento del suelo y en la aceleración del proceso de consolidación. Un resumen de la configuración de las fases del modelo 2 se presenta en la tabla 19.

Tabla 19 Resumen de la configuración de las fases del modelo 2.

Fase 1: Inicial (La misma del modelo 1)	Tipo de cálculo: Cargas por gravedad Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Por nivel freático
Fase 2: Activación de Wicks Drains y Construcción de la precarga desde la superficie del terreno hasta la altura de 2 metros	Tipo de cálculo: Plástico Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Por nivel freático Tiempo de intervalo: 1 día Resetear desplazamientos a cero: Activado
Fase 3: Consolidación de la precarga	Tipo de cálculo: Consolidación Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Usar presiones de los resultados de fases previas Tiempo de intervalo: 43 días Resetear desplazamientos a cero: desactivado
Fase 4: Construcción de la precarga desde la superficie de la precarga de la fase 2 (2 metros) hasta la altura de 4 metros	Tipo de cálculo: Plástico Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Usar presiones de los resultados de fases previas Tiempo de intervalo: 1 día

	Resetear desplazamientos a cero: desactivado
Fase 5: Consolidación de la precarga	Tipo de cálculo: Consolidación Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Usar presiones de los resultados de fases previas Tiempo de intervalo: 43 días Resetear desplazamientos a cero: desactivado
Fase 6: Construcción de la precarga desde la superficie de la precarga de la fase 4 (4 metros) hasta la altura de 6 metros	Tipo de cálculo: Plástico Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Usar presiones de los resultados de fases previas Tiempo de intervalo: 1 día Resetear desplazamientos a cero: desactivado
Fase 7: Consolidación de la precarga	Tipo de cálculo: Consolidación Tipo de cargas: Construcción por etapas Tipo de cálculo de esfuerzos de presión de poros: Usar presiones de los resultados de fases previas Tiempo de intervalo: 179 días Resetear desplazamientos a cero: desactivado

CAPÍTULO IV - RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1 Caracterización de la estratigrafía del sitio mediante el procesamiento de ensayos CPTU a través del software CPeT-IT v3.9.3.14.

Para la caracterización del suelo se utilizaron dos ensayos CPTu los cuales se presentan en el anexo A, a continuación, se presentan los resultados obtenidos.

El procesamiento de los ensayos CPTu fue ejecutado mediante el software CPeT-IT v3.9.3.14 de Geologismiki.

Para la determinación de la presión intersticial utilizó el valor de 9.81 Kn/m³ como peso del agua, mientras que el peso del suelo fue calculado a partir de los datos obtenidos mediante el ensayo CPTu con la aplicación de la ecuación de P. K Robertson & Cabal (2012).

4.2 Análisis de resultados del ensayo CPTu 1

4.2.1 Análisis no normalizado

El ensayo CPTu 1 fue realizado hasta una profundidad de 22.88 metros, habiéndose encontrado el nivel freático del sitio a 1 metro de profundidad.

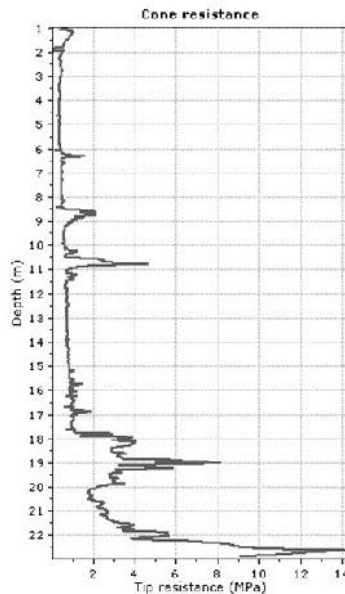


Gráfico 31 Resistencia por punta no normalizada (qc) CPTu 1

La gráfica de la resistencia por punta no normalizada (q_c) mostrada en el gráfico 31, presenta un valor de q_c que oscila entre el 0.5 y 1.00 Mpa, desde los 1.06 metros de profundidad (profundidad de inicio del ensayo) hasta los 17.75 metros de profundidad. Entre los 17.75 metros profundidad y los 20.00 metros de profundidad los valores de q_c se incrementan hasta llegar a valores que oscilan entre 3.00 Mpa y 4 Mpa. Entre los 20.00 metros de profundidad y los 22.88 metros de profundidad hay una constante variación entre los valores medidos de q_c , promediando cerca de 2 Mpa a partir de los 20.00 metros de profundidad, alcanzado valores cercanos a los 2.5 Mpa a los 21.00 metros de profundidad, bordeando los 6.00 Mpa a los 22 metros de profundidad y superando los 14 Mpa a los 22.50 metros de profundidad, para luego descender hasta los 9.08 Mpa a la profundidad del fin del estrato.

Además de Entre los 18.86 metros y los 19.06 metros se observa un incremento significativo de los valores de q_c alcanzando los 8.00 Mpa diferenciándose de lo descrito previamente para el tramo comprendido entre los 17.75 y 20.00 metros de profundidad.

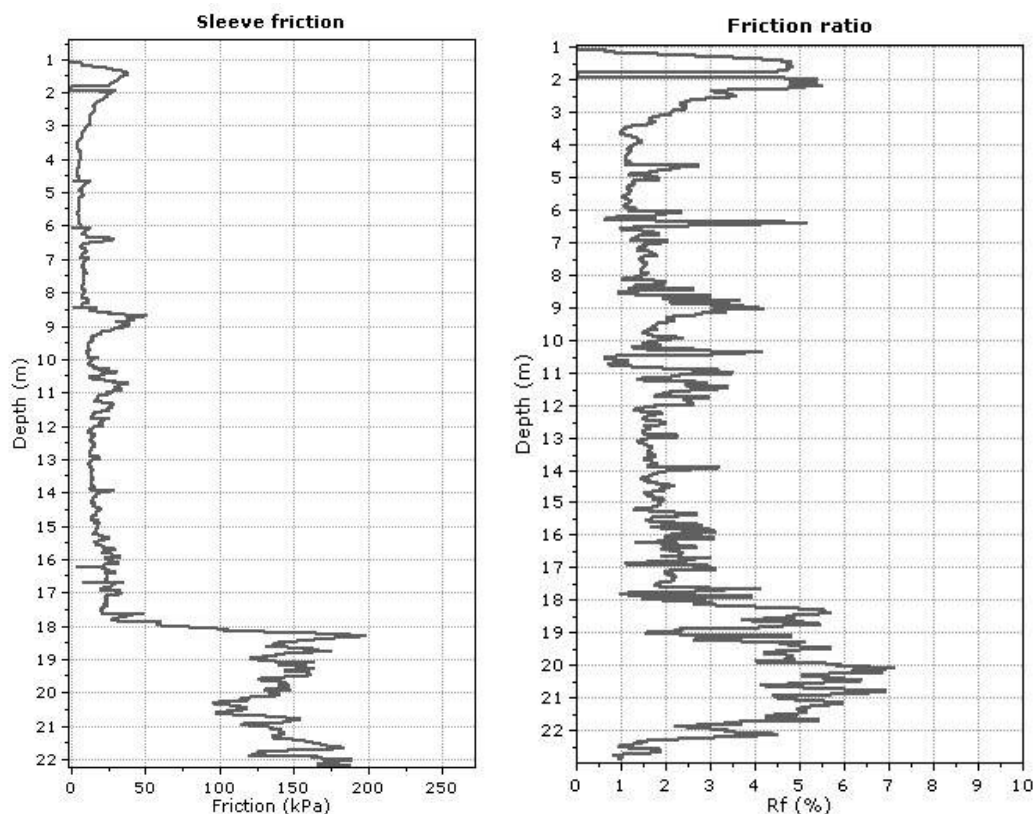


Gráfico 32 Gráfica resistencia por fuste no normalizada (f_s) y radio de fricción no normalizado CPTu 1

La gráfica de resistencia por fuste mostrada en el gráfico 32, denota valores cercanos a los 25,00 kPa para gran parte del estrato comprendido entre los 1.06 metros de profundidad y los 17.75 metros de profundidad, profundidad en la que inicia un crecimiento exponencial de la resistencia por fuste medida, alcanzando a los 18.10 metros de profundidad el valor máximo de resistencia por fuste medido en este ensayo (198 Kpa) y sosteniendo a partir de esta profundidad valores dentro del rango de los 100.00 – 180.00 Kpa.

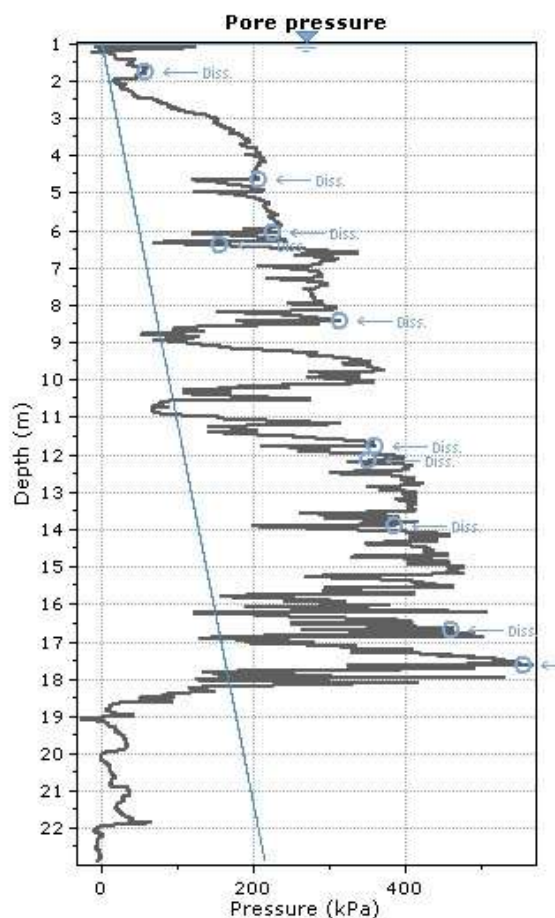


Gráfico 33 Gráfica de presión de poros no normalizada (u) CPTu 1

La gráfica 33 muestra los esfuerzos de presión de poros registrados por el cono (u) y permite observar que desde los 1.06 metros de profundidad hasta los 18.25 metros de profundidad, los de presión de poros del cono se encuentran por sobre la línea de presión hidrostática de poros del suelo (u_o) excepto entre los 10.50 y los 11.00 metros, donde u se ubica debajo de u_o lo cual se mantiene constante en el espesor de 0.50 metros antes descrito. A partir de los 18.25 metros de profundidad los valores medidos por concepto de

presión de poros del cono descienden y se ubican por debajo de la línea de presión de poros del suelo, lo cual se mantiene constante hasta la profundidad de fin de el ensayo.

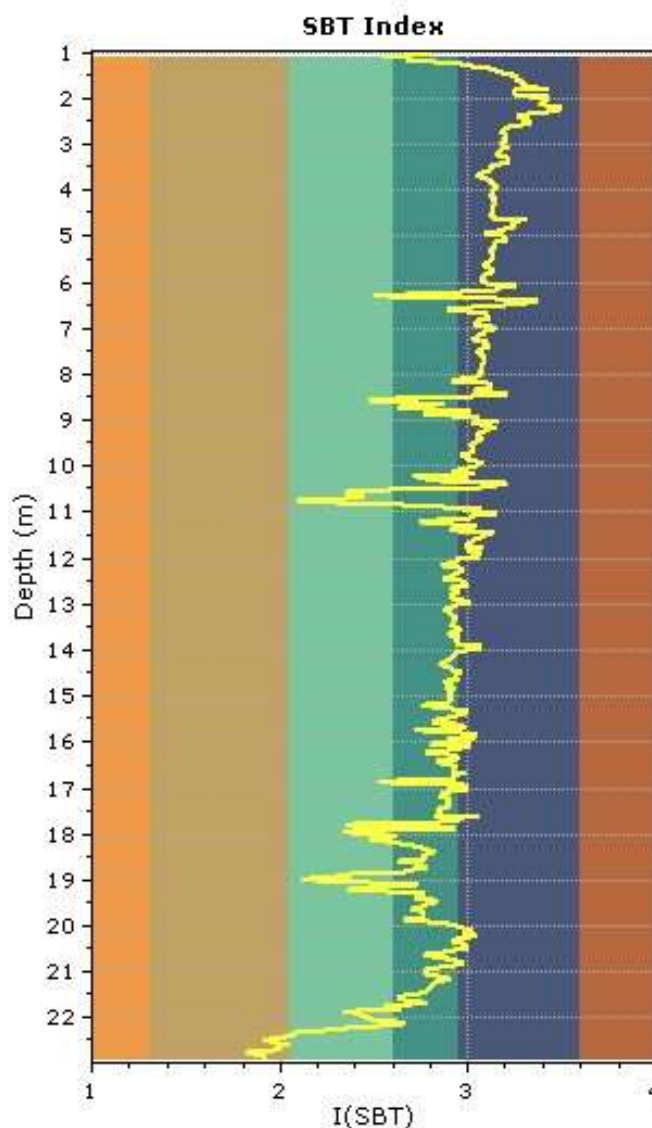


Gráfico 34 Gráfica I_c (SBT) No normalizado CPTu 1

Mediante la aplicación de la ecuación de SBT planteada por Robertson (1990) para la obtención del parámetro I_c se ha podido obtener la clasificación I_c (SBT) del perfil de suelo estudiado mediante el ensayo CPTu 1.

En el gráfico 34 se observa que desde la profundidad de 1.06 metros hasta la profundidad de 8.50 metros el valor de I_c (SBT) se encuentra dentro del rango de 2.95 y 3.60, el cual Robertson (1990) define como suelos del tipo arcilloso. A partir de los 8.50 metros profundidad inicia una alternancia de valores de I_c (SBT) los cuales se sitúan entre

Finalmente, a partir de los 22.43 metros de profundidad, el valor de I_c (SBT) desciende de 2.05 entrando al rango de las arenas según la tabla propuesta por Robertson (1990).



El perfil estratigráfico obtenido según la clasificación SBT se presenta en el gráfico

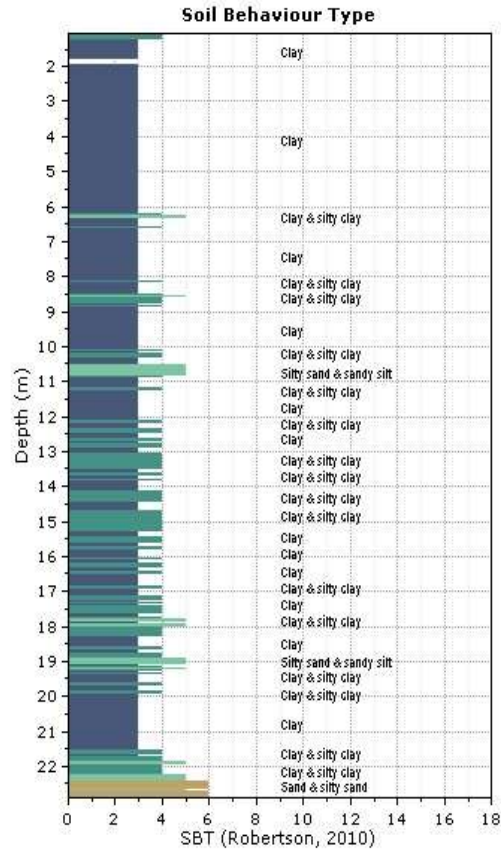


Gráfico 36 Perfil estratigráfico según clasificación SBT CPTu 1

4.2.2 Análisis normalizado

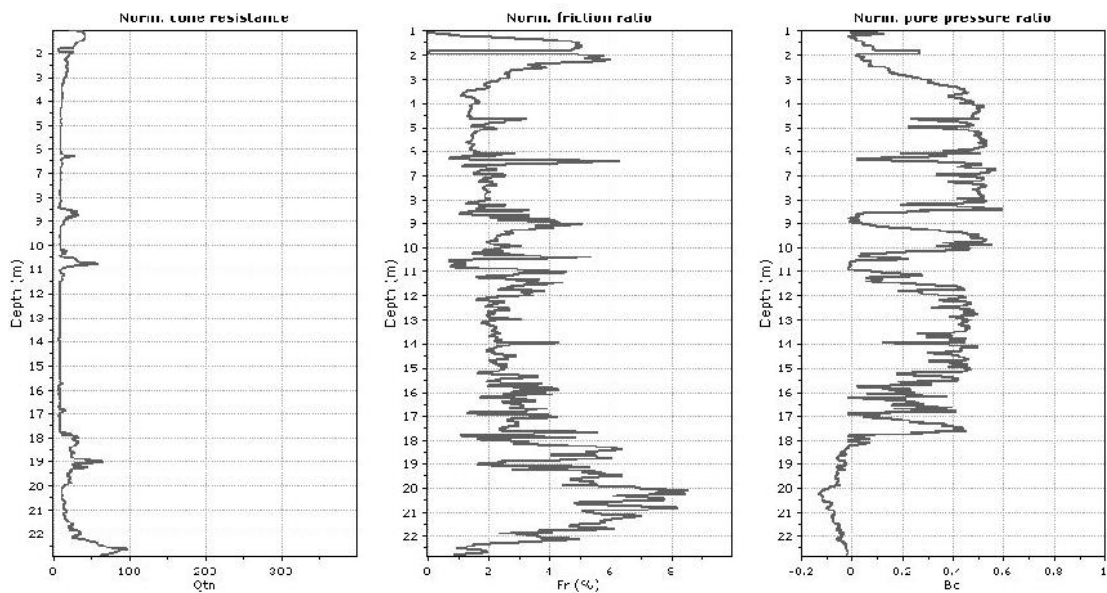


Gráfico 37 Gráficas normalizadas ensayo CPTu 1

Las gráficas normalizadas de cono resistencia (Q_{tn}), permiten observar con mayor claridad un comportamiento uniforme de las mediciones de cono resistencia realizadas desde la profundidad de 1.06 metros hasta la profundidad de 17.75 metros donde el valor de Q_t se aproxima al valor de 8. A la altura de las profundidades cercanas a los 6.30 metros, 8.75 metros y 10.75 metros se observa un incremento del valor de Q_t que se con promedio cercano a 13.50 de valores respecto al valor promedio de Q_t entre los 1.06 metros y 17.75 metros. Dicho incremento se suscita en capas de 0.50m o menos (ver gráfico 37).

Entre los 17.75 metros y los 20.00 metros se observa un incremento entre los valores de Q_t que se aproxima a 20 con excepción a la altura de los 19 metros donde se observa que el valor de Q_t asciende hasta 60.98.

A partir de los 20.00 metros el valor Q_t incrementa constantemente hasta llegar a un valor máximo de 85.49 a los 22.64 metros.

Las gráficas de radio de fricción normalizado (Fr %) desde los 1.06 metros hasta los 17.75 metros muestran valores de Fr % que oscilan entre 2 y 4. A partir de los 17.75 metros el valor de Fr% presenta valores cercanos a 6 alcanzando cerca de los 20 metros el máximo valor de Fr% del perfil que supera el valor de 8 (ver gráfico 37).

Las gráficas de presión de poros normalizada del cono (Bq) en un mayor porcentaje alcanza valores cercanos 0.5, sin embargo, a los 6.30, 8.75, 10.75, 16.20, 17.00 y 18.00 metros de profundidad, se observa que el valor de Bq desciende hasta 0. Desde los 18.00 metros en adelante el valor de Bq presenta valores negativos esto debido a que los valores de presión de poros del cono son inferiores a los valores de presión de poros de la columna de suelo (ver gráfico 37).

4.3 Análisis de resultados del ensayo CPTu 2

4.3.1 Análisis no normalizado

El ensayo CPTu 2 fue realizado hasta una profundidad de 22.76 metros, habiéndose encontrado el nivel freático del sitio a 1 metro de profundidad.

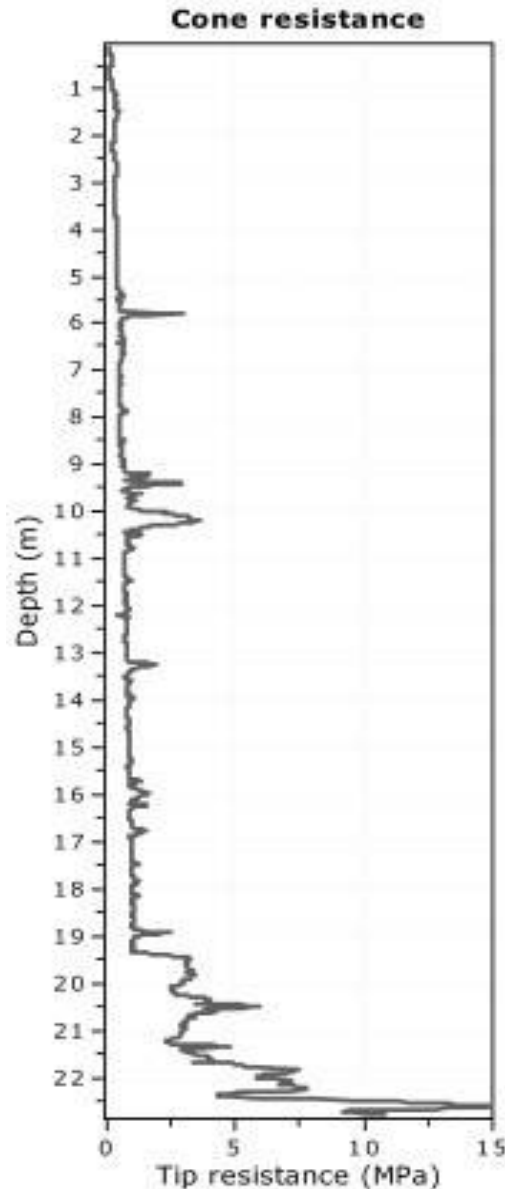


Gráfico 38 Resistencia por punta no normalizada (q_c) CPTu 2

El gráfico 38 presenta los valores de la resistencia por punta no normalizada (q_c), mostrando una tendencia de un valor de q_c que oscila entre el 0.5 y 1.25 MPa, desde los 1.06 metros de profundidad (profundidad de inicio del ensayo) hasta los 19.50 metros de profundidad. Entre los 19.50 metros profundidad y los 21.50 metros de profundidad los valores de q_c se incrementan hasta llegar a valores que oscilan entre 2.50 MPa y 5 MPa. A partir de los 21.50 metros de profundidad se observan valores promediando cerca de 2 MPa, y superando los 15 MPa a los 22.50 metros de profundidad, para luego descender hasta los 10 MPa a la profundidad del fin del estrato.

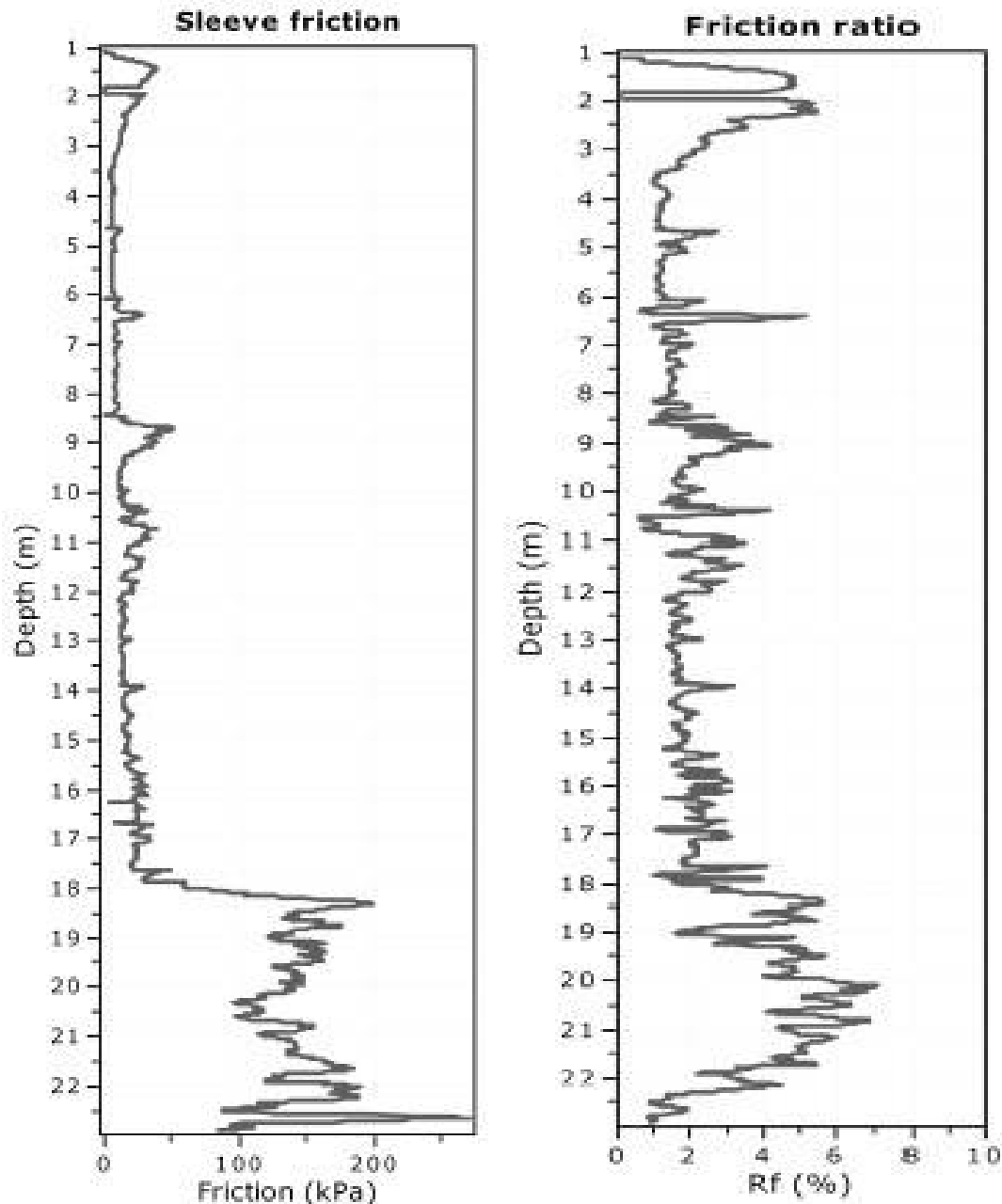


Gráfico 39 Gráfica resistencia por fuste no normalizada (f_s) y radio de fricción no normalizado CPTu 2

La gráfica de resistencia por fuste presentada en el gráfico 39 denota valores cercanos a los 25,00 KPa para gran parte del estrato comprendido entre los 1.06 metros de profundidad y los 18.00 metros de profundidad, profundidad en la que inicia un crecimiento exponencial de la resistencia por fuste medida, sosteniendo a partir de los 18.25m de profundidad valores dentro del rango de los 100.00 – 200.00 KPa. A los 22.5m de profundidad aproximadamente alcanza el máximo valor en este ensayo (270KPa).

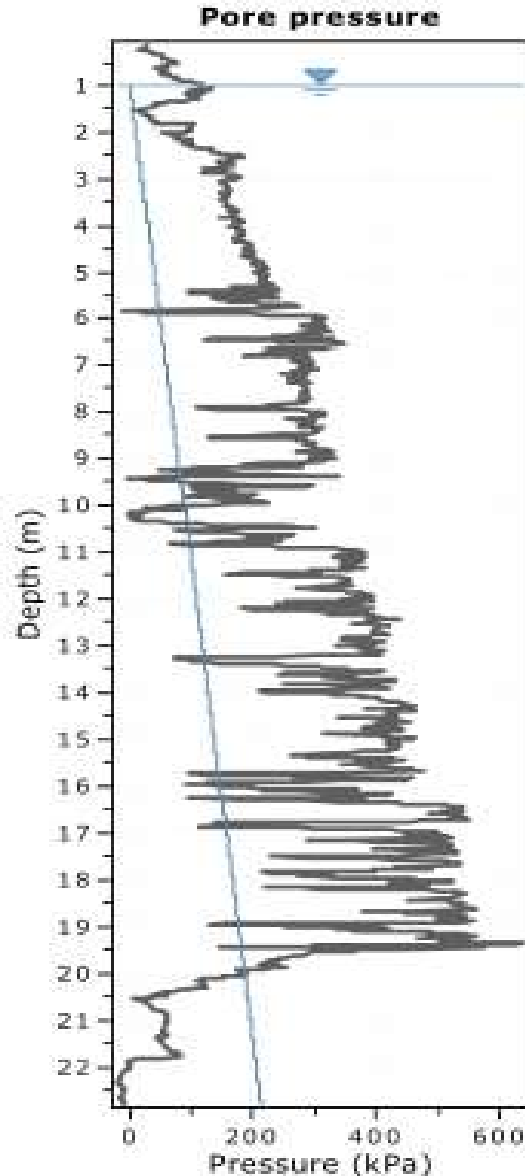


Gráfico 40 Gráfica de presión de poros no normalizada (u) CPTu 2

La gráfica de los esfuerzos de presión de poros registrados por el cono (u) presentada en el gráfico 40, permite observar que desde los 1.00 metros de profundidad hasta los 20 metros de profundidad, los esfuerzos de presión de poros del cono se encuentran por sobre la línea de presión de poros del suelo (u_o) excepto algunos picos en los 6.80m, 9.50m, 10.00m, 13.30m, 16.00m, 17.00m, 18.50m y 19.50m de profundidad, donde u se ubican debajo de u_o . A partir de los 20.00 metros de profundidad los valores medidos por concepto de presión de poros del cono descienden y se ubican por debajo de la línea de presión de poros del suelo, lo cual se mantiene constante hasta la profundidad de fin de el ensayo.

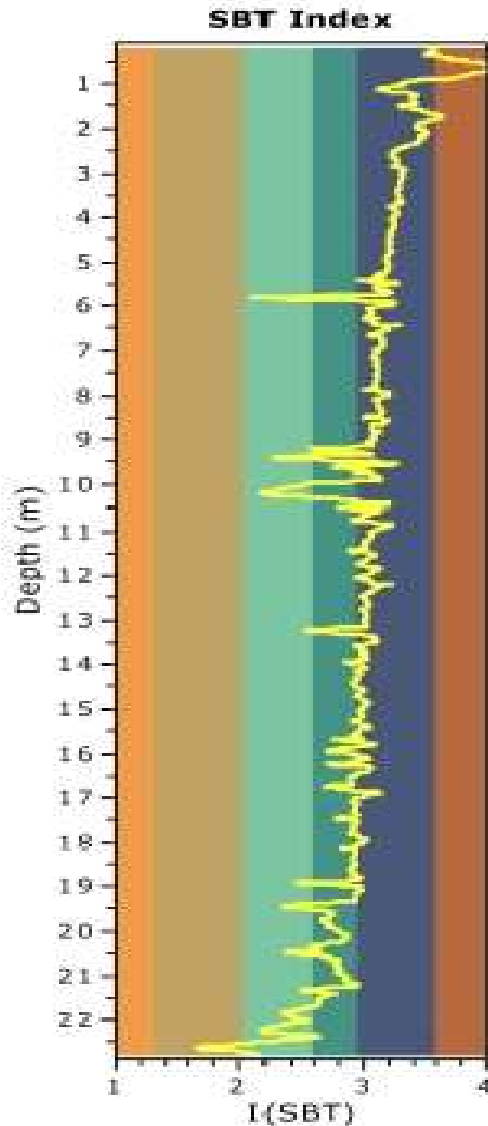


Gráfico 41 Gráfica I_c (SBT) No normalizado CPTu 2

Mediante la aplicación de la ecuación de SBT planteada por Robertson (1990) para la obtención del parámetro I_c se ha podido obtener la clasificación I_c (SBT) del perfil de suelo estudiado mediante el ensayo CPTu 2.

En el gráfico 41 se observa que desde la profundidad de 1.06 metros hasta la profundidad de 16 metros el valor de I_c (SBT) se encuentra dentro del rango de 2.95 y 3.60, el cual Robertson (1990) define como suelos del tipo arcilloso. A partir de los 16 metros profundidad inicia una alternancia de valores de I_c (SBT) los cuales se sitúan entre tres rangos de la tabla de clasificación de SBT provista por Robertson correspondientes a arcilla,

mezclas de arcillas con limos y mezclas de arena con limos, siendo predominantes dentro de este sector del perfil estratigráfico las arcillas y las mezclas de arcillas con limo.

Finalmente, a partir de los 22.50 metros de profundidad, el valor de I_c (SBT) desciende de 2.05 entrando al rango de las arenas según la tabla propuesta por Robertson (1990).

El gráfico 42 presenta el perfil estratigráfico obtenido para el ensayo CPTu 2 a partir de la clasificación SBT.

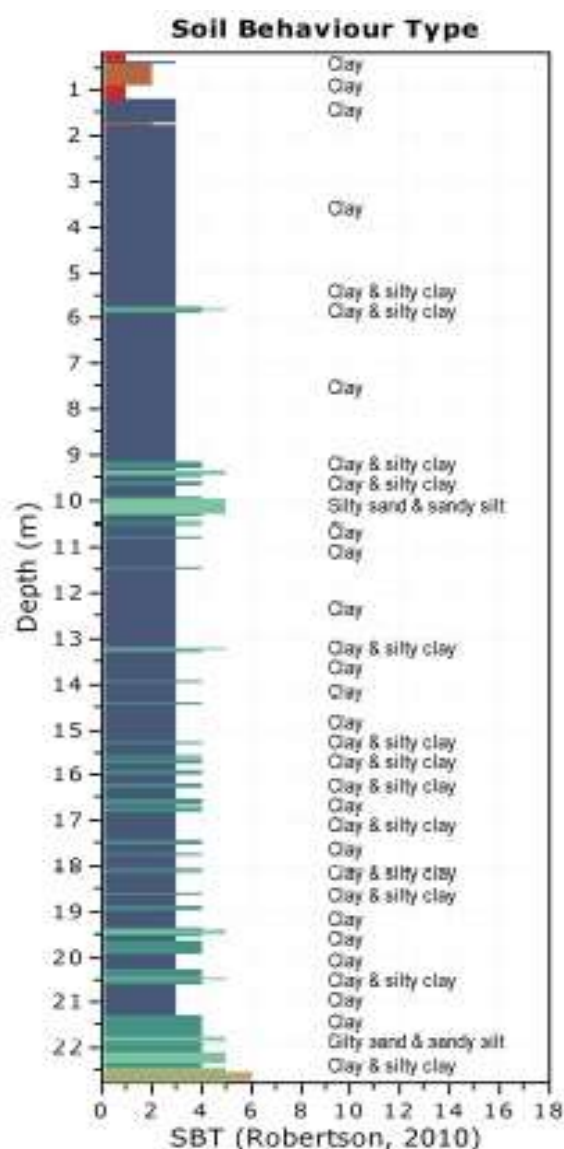


Gráfico 42 Perfil estratigráfico según clasificación SBT CPTu 2

4.3.2 Análisis normalizado

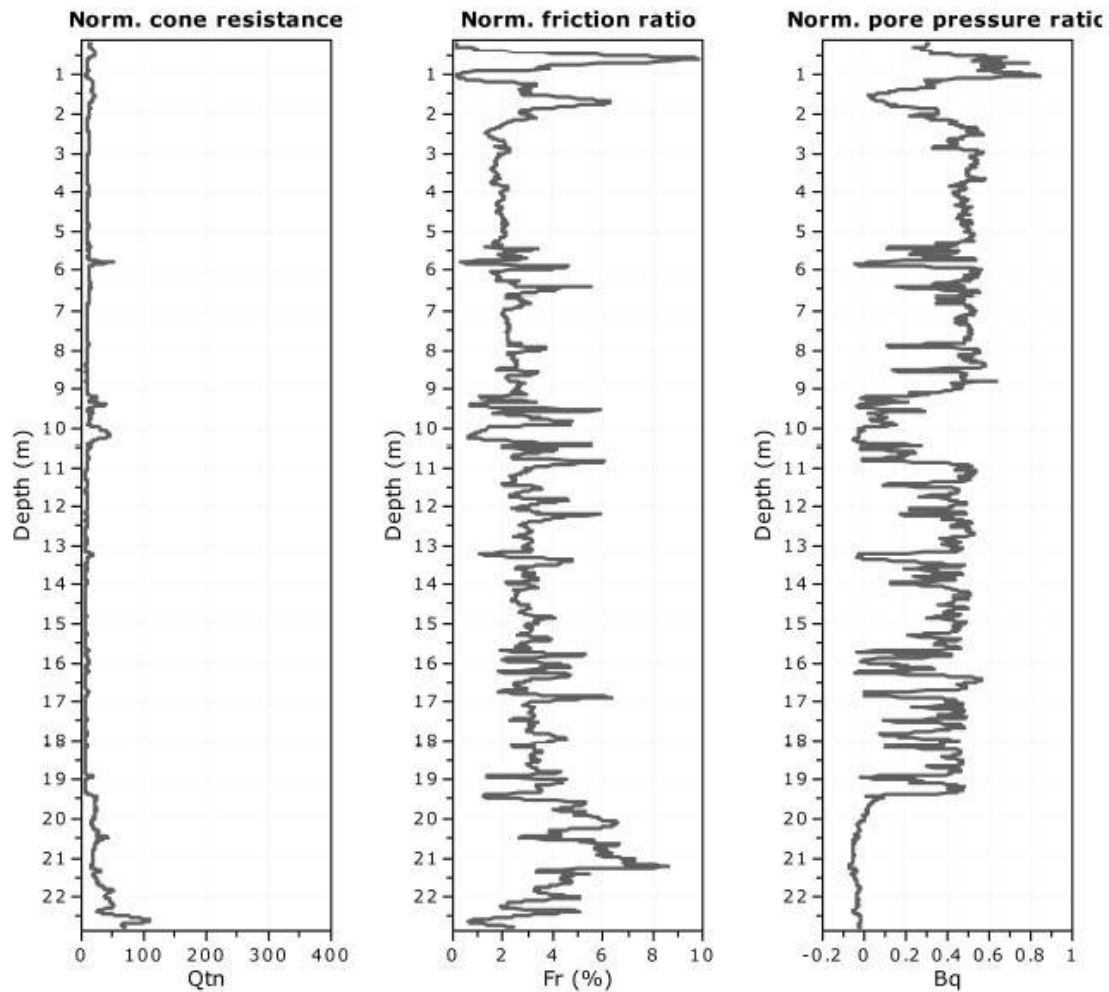


Gráfico 43 Gráficas normalizadas ensayo CPTu 2

La gráfica normalizada de cono resistencia (Q_{tn}) mostrada en el gráfico 43, permite observar con mayor claridad un comportamiento uniforme de las mediciones de cono resistencia realizadas desde la profundidad de 1.06 metros hasta la profundidad de 19.50 metros donde el valor de Q_{tn} se aproxima al valor de 8. A la altura de las profundidades cercanas a los 6.30 metros, 9.50 metros y 10.25 metros se observa un incremento del valor de Q_{tn} con promedio cercano a 13.50 de valores respecto al valor promedio de Q_{tn} entre los 1.06 metros y 19.50 metros.

A partir de los 19.50 metros hasta los 22.60 metros los valores de Q_{tn} van en ascenso alcanzando el máximo (100 aproximadamente). Y a partir de los 22.60 metros desciende el valor hasta aproximadamente 65.

Las gráfica de radio de fricción normalizado (f_r %) mostrada en el gráfico 43, desde los 1.06 metros hasta los 20.00 metros muestran valores de f_r % que oscilan entre 1 y 6. A partir de los 20.00 metros el valor de f_r % presenta valores cercanos a 8 para luego descender a 1 en los últimos instantes.

Las gráficas de presión de poros normalizada del cono (B_q) mostrada en el gráfico 43, en un mayor porcentaje alcanza valores que oscilan entre 0 y 0.5, sin embargo, a los 6.30, 8.75, 10.75, 16.20, 17.00 y 18.00 metros de profundidad, se observa que el valor de B_q desciende hasta 0.

De estos resultados se pueden obtener las siguientes observaciones:

- **Variabilidad del suelo:** La presencia de diferentes valores de I_c (SBT) indica una variabilidad en la composición del suelo, predominando arcillas y mezclas de arcillas con limos.
- **Incrementos de resistencia:** Se observan incrementos significativos en la resistencia por punta (q_c) y el radio de fricción (f_s) a partir de cierta profundidad, lo cual podría indicar la presencia de capas más densas o de mayor resistencia.
- **Presión de poros:** Los valores de presión de poros del cono (u) muestran un comportamiento variable, lo cual podría estar relacionado con las condiciones de drenaje del suelo y la presencia de capas impermeables.

4.4 Estratigrafías obtenidas a partir de los ensayos CPTu

4.4.1. Estratigrafías ensayo CPTu 1

A partir del análisis realizado para el ensayo CPTu 1, por medio de la aplicación de métodos estadísticos a partir del software CPeT-IT, se ha podido realizar una simplificación de la estratigrafía del ensayo CPTu 1, determinando una estratigrafía del sitio con menos estratos que permita simplificar la idealización del modelo computacional. De la misma manera por medio del uso de correlaciones el software ha calculado parámetros geomecánicos representativos para cada estrato. La estratigrafía obtenida es la presentada en el gráfico 44.

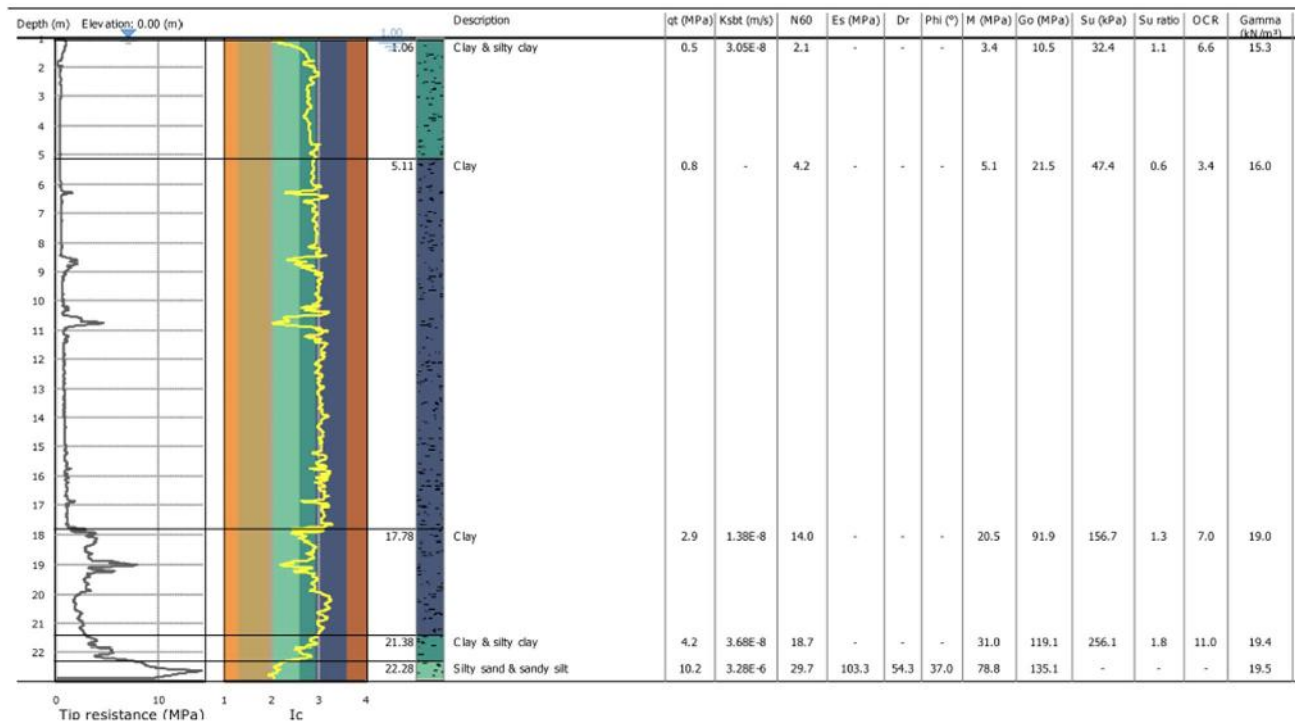


Gráfico 44 Estratigrafía obtenida CPTu 1

4.4.2. Estratigrafías ensayo CPTu 1

A partir del análisis realizado para el ensayo CPTu 2, por medio de la aplicación de métodos estadísticos a partir del software CPeT-IT, se ha podido realizar una simplificación de la estratigrafía del ensayo CPTu 2, determinando una estratigrafía del sitio con menos estratos que permita simplificar la idealización del modelo computacional. De la misma manera por medio del uso de correlaciones el software ha calculado parámetros geomecánicos representativos para cada estrato. La estratigrafía obtenida es la presentada en el gráfico 45.

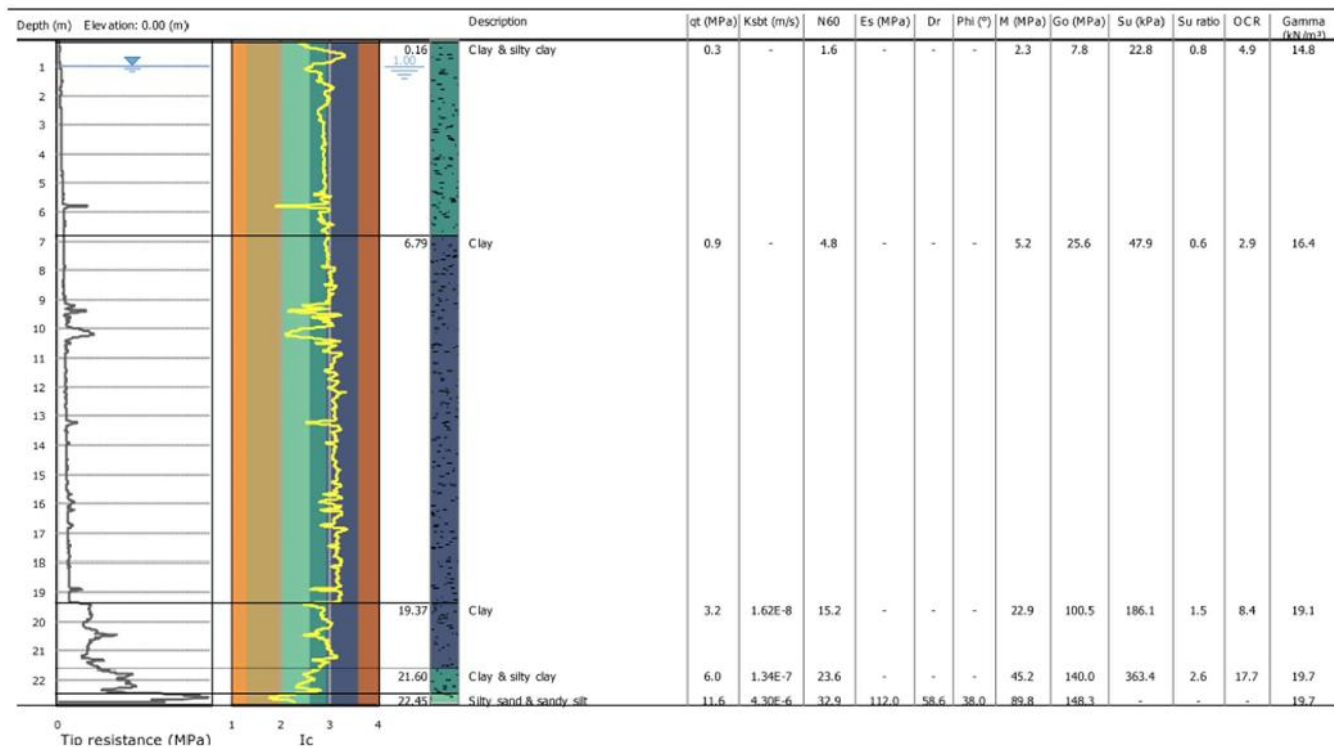


Gráfico 45 Estratigrafía obtenida CPTu 2

4.4.3. Corte estratigráfico del sitio de estudio

La gráfica 46 presenta el corte estratigráfico obtenido a partir de los ensayos CPTu 1 y CPTu 2. Considerando que las estratigrafías obtenidas a partir de los ensayos CPTu muestran bastante similitud tanto en el orden de los estratos, la estratigrafía obtenida en todo el perfil no presenta variación significativa de la obtenida en cada punto de ensayo CPTu.

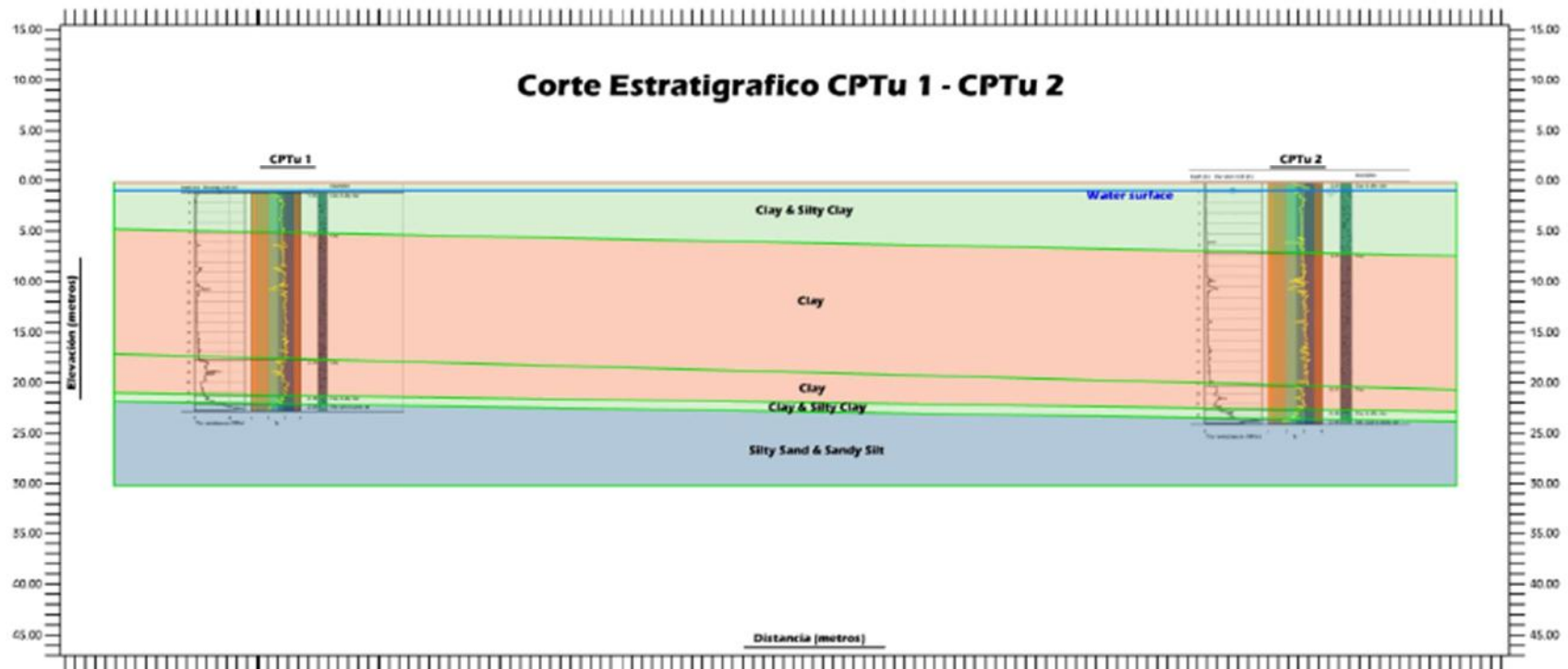


Gráfico 46 Perfil estratigráfico del sitio de estudio

4.5. Uso del Software PLAXIS 2D para la determinación de consolidaciones, asentamientos y tiempos totales haciendo uso de Wick Drains y como proceso de aceleración de la consolidación el método de precarga.

A continuación, se presentan los distintos resultados obtenidos del análisis numérico y gráfico realizado mediante el software Plaxis 2D.

Para evaluar el desempeño de los modelos numéricos, se seleccionaron dos puntos de interés (ver gráfico 47).

El punto P1 mostrado en el gráfico 47, se encuentra ubicado en las coordenadas ($X=0$, $Y=0$) del modelo, y fue seleccionado para analizar los desplazamientos verticales en la superficie del terreno bajo la carga máxima de la precarga. Este punto es de particular interés debido a su proximidad a las mediciones de asentamiento mediante la placa de control instalada en el sitio de estudio.

El punto P2 mostrado en el gráfico 47, se encuentra ubicado en las coordenadas ($X=2.02$, $Y=-2.08$) del modelo, y fue seleccionado para evaluar las presiones de poro, dado que se encuentra en una zona de alta concentración de tensiones y por debajo del nivel freático.

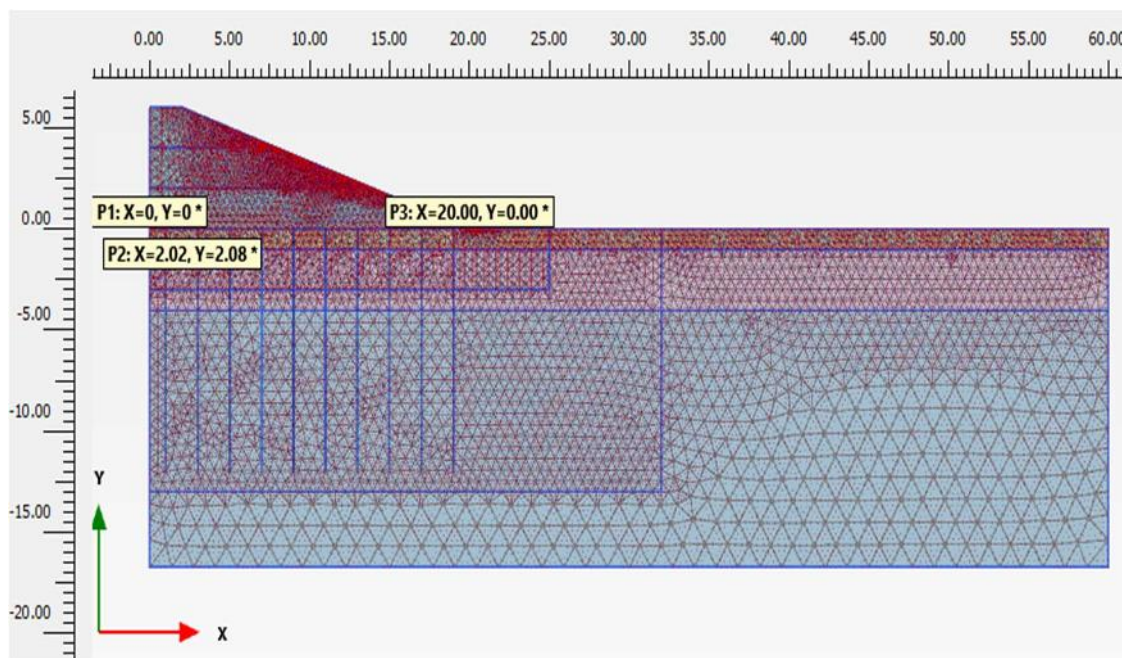
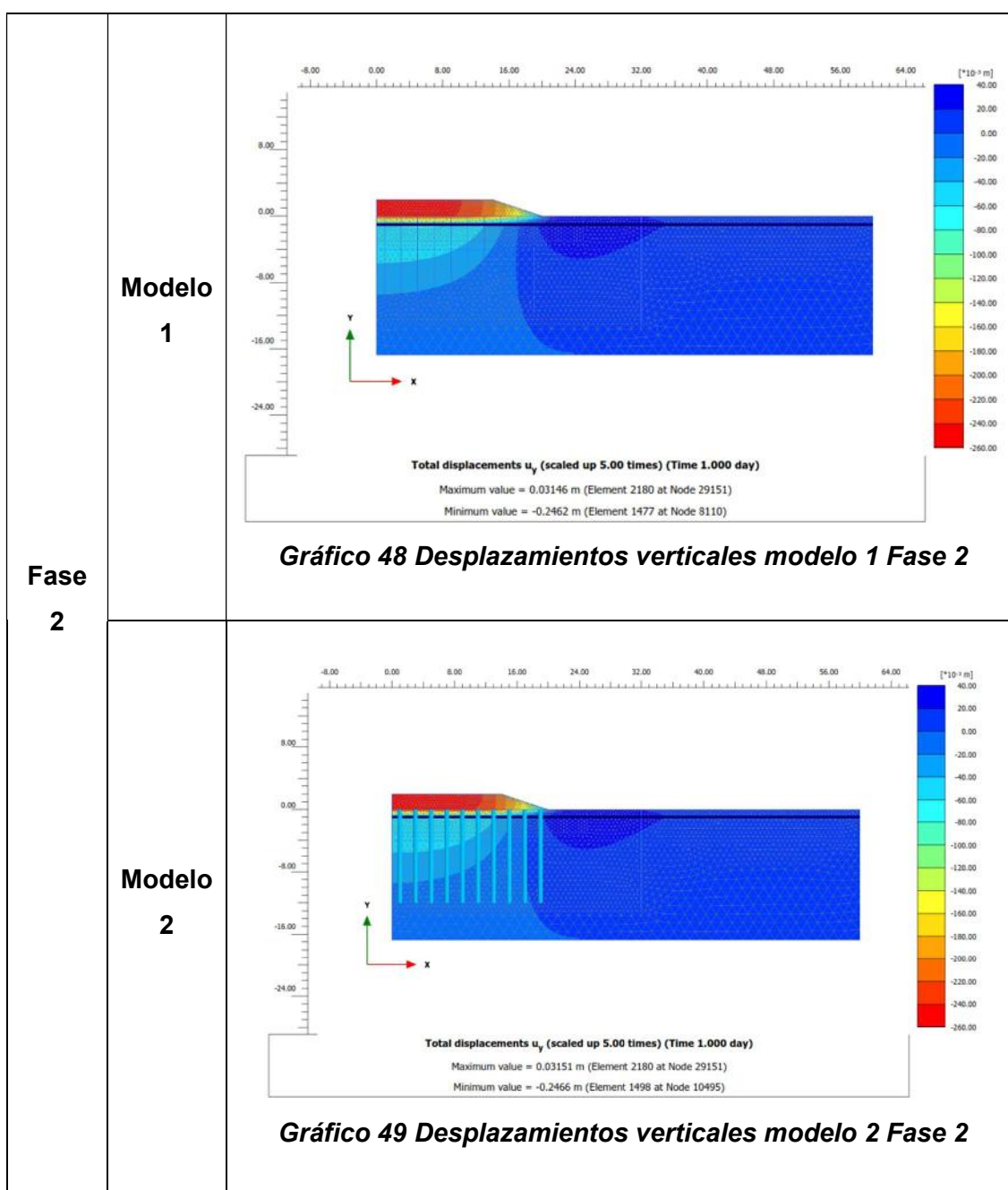


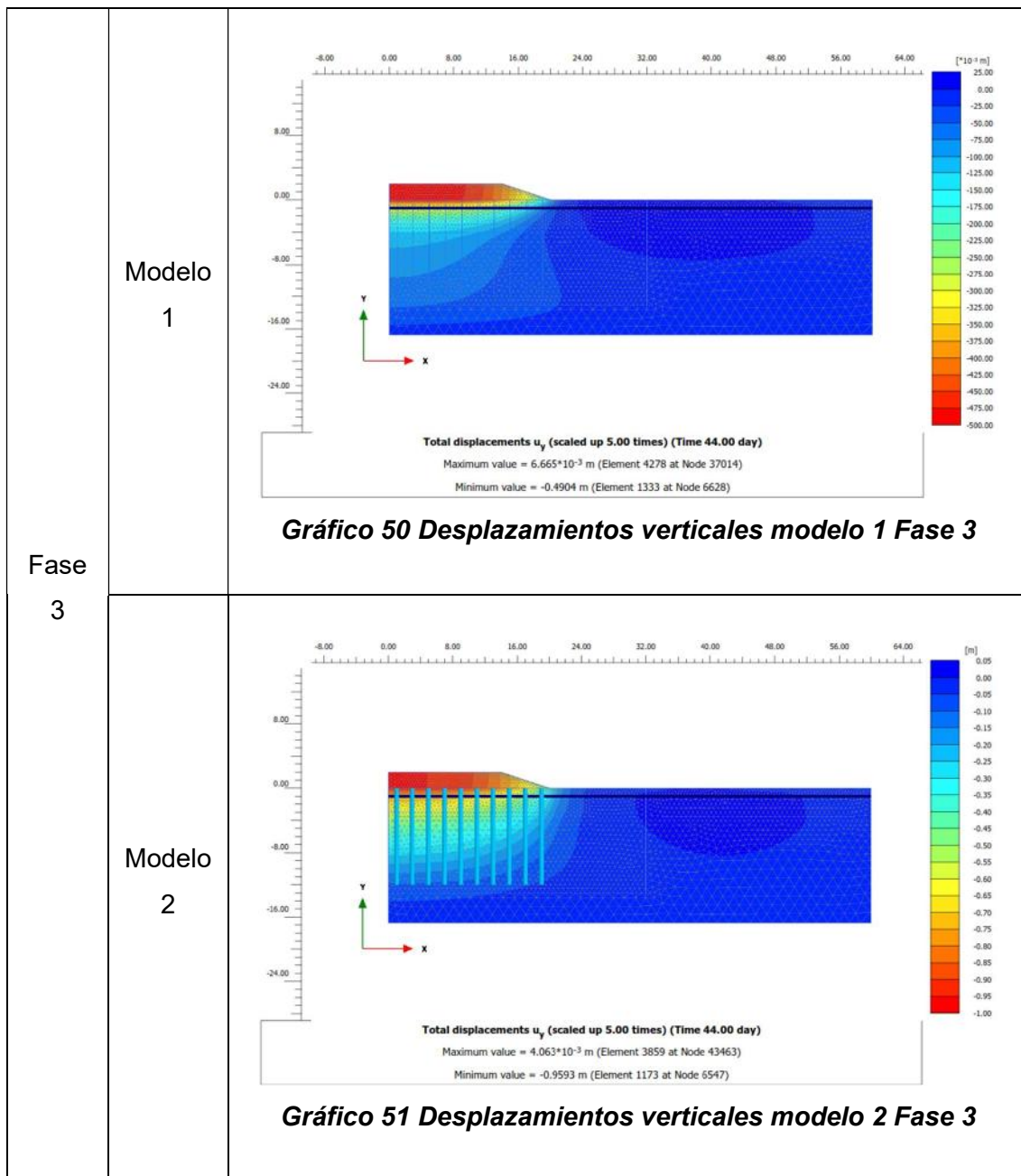
Gráfico 47 Puntos de interés.

4.5.1 Comparación de las deformaciones verticales:



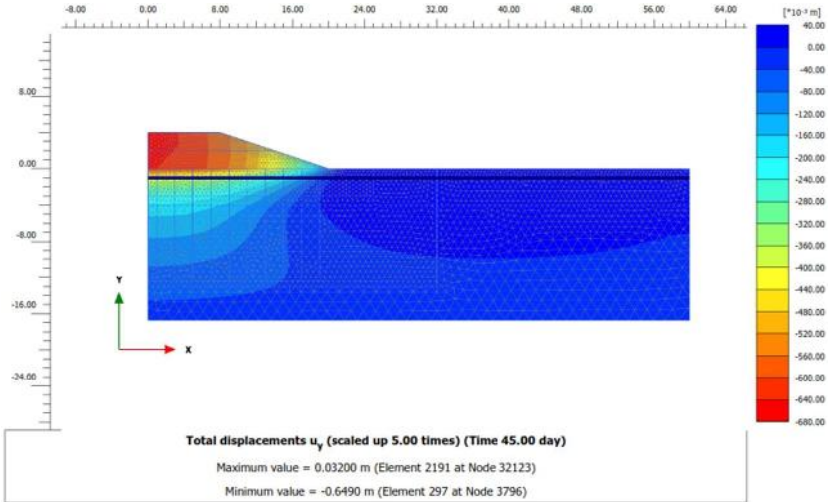
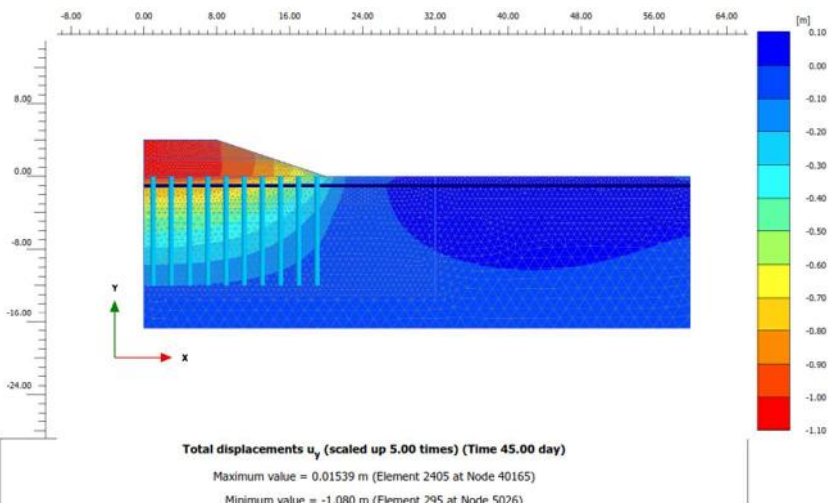
La fase dos del modelo, correspondiente a la primera fase de construcción de la precarga, caracterizada por un análisis plástico, reveló patrones de deformación similares en ambos modelos. Los asentamientos máximos de ambos modelos se concentraron en la zona de aplicación de la carga, alcanzando valores cercanos a -0.25 m en ambos casos, lo cual puede observarse en los gráficos 48 y 49. La inclusión de wick drains en el Modelo 2 no generó diferencias significativas en los desplazamientos verticales durante esta fase, lo que indica que el efecto de los drenajes se manifestará principalmente durante las fases de

consolidación, cuando la disipación de las presiones de poro sea el mecanismo dominante de deformación.



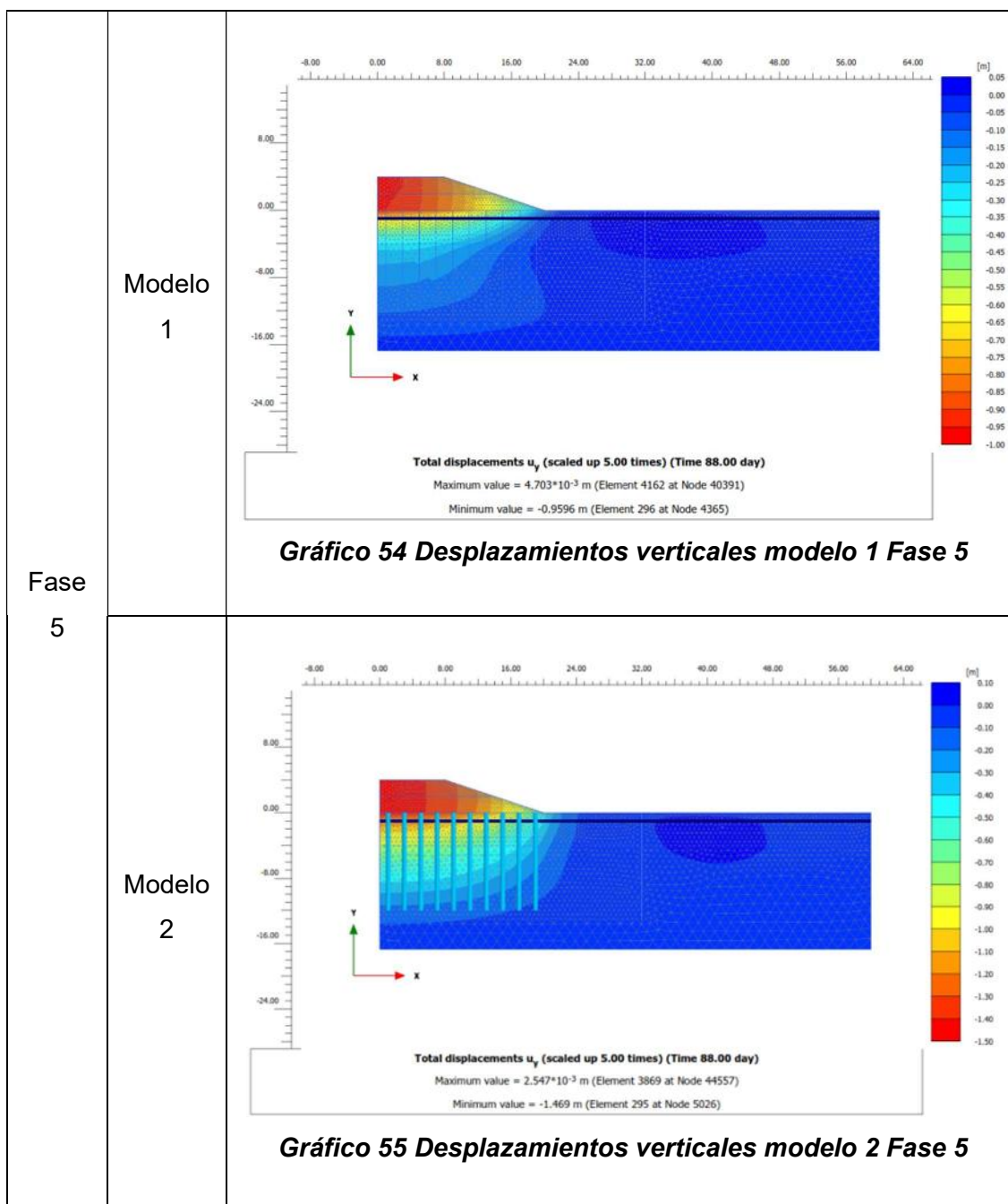
Durante la fase tres del modelo correspondiente a la primera fase de consolidación del modelo, entre el gráfico 50 y el gráfico 51 puede observarse una diferencia significativa en los asentamientos totales entre ambos modelos. El Modelo 2, que incluía wick drains, presentó asentamientos aproximadamente un 95% mayores en comparación con el Modelo

1. Estos resultados evidencian la efectividad de los wick drains en la aceleración del proceso de consolidación y en la reducción de los asentamientos totales.

Fase 4	Modelo 1	 Gráfico 52 Desplazamientos verticales modelo 1 Fase 4
	Modelo 2	 Gráfico 53 Desplazamientos verticales modelo 2 Fase 4

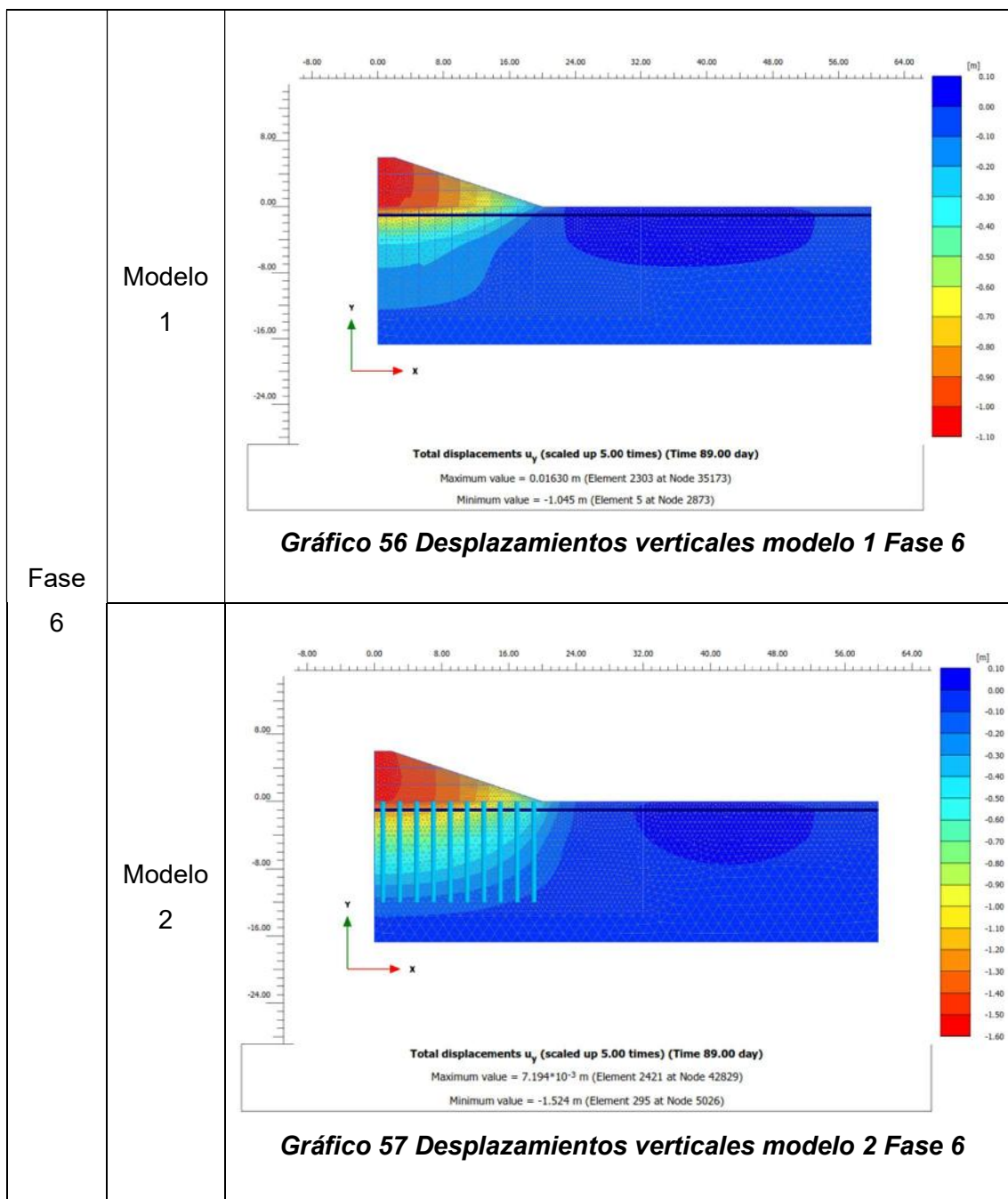
Durante la cuarta fase del modelo, correspondiente a la segunda fase de construcción de la precarga, en el gráfico 52 y el gráfico 53 puede observarse que ambos modelos presentaron un comportamiento plástico similar, caracterizado por incrementos en los desplazamientos verticales. Sin embargo, debido a la mayor consolidación alcanzada

en el Modelo 2 durante las fases anteriores, se observaron desplazamientos ligeramente menores en comparación con el Modelo 1. Esto indica que la preconsolidación del suelo, gracias a la instalación de los wick drains, contribuyó a una mayor rigidez del suelo y a una menor susceptibilidad a las deformaciones plásticas.



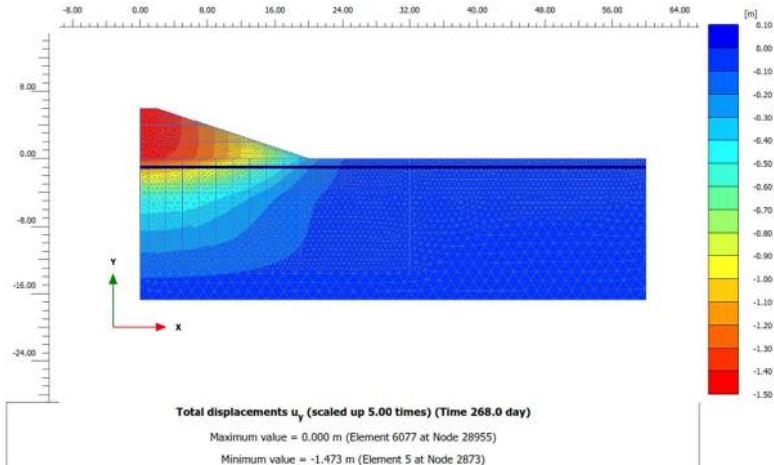
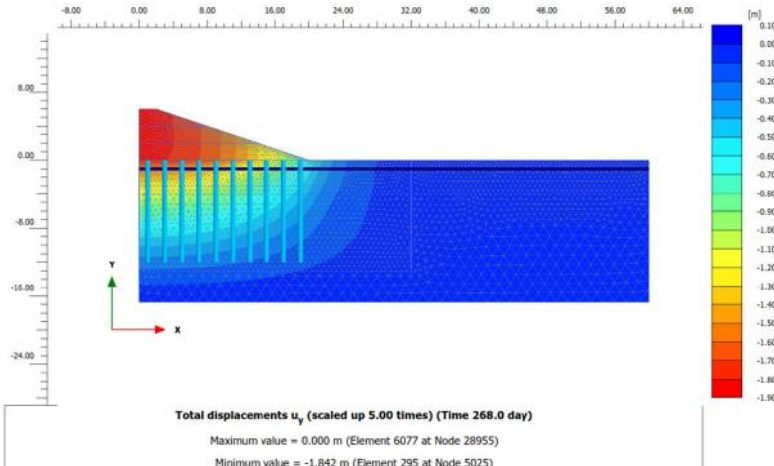
El gráfico 54 y el gráfico 55 corresponden a la quinta fase del modelo, correspondiente a la segunda fase de consolidación del modelo, se observa un incremento

del 25% en los asentamientos del Modelo 2 en comparación con el Modelo 1. Este resultado confirma la tendencia observada en las fases anteriores, donde la inclusión de wick drains generó mayores asentamientos a corto plazo debido a la consolidación acelerada.



Durante la sexta fase del modelo, correspondiente a la tercera fase de construcción de la precarga, se observó un incremento en los desplazamientos verticales en ambos modelos (ver gráfico 56 y gráfico 57), siendo más pronunciados en el Modelo 1. Esta

diferencia se atribuye principalmente a la mayor consolidación alcanzada en el Modelo 2 durante las fases anteriores, lo que confirió al suelo una mayor rigidez y redujo su susceptibilidad a las deformaciones plásticas.

Fase 7	Modelo 1	 Gráfico 58 Desplazamientos verticales modelo 1 Fase 7
	Modelo 2	 Gráfico 59 Desplazamientos verticales modelo 2 Fase 7

Durante la fase final de consolidación, se observó un comportamiento interesante. A pesar de que el Modelo 2 había presentado mayores asentamientos en las fases anteriores debido a la presencia de wick drains, en esta última fase se registró un incremento relativo menor en comparación con el Modelo 1 (ver gráfico 58 y gráfico 59). Esto sugiere que la aceleración de la consolidación inducida por los wick drains permitió

alcanzar un estado de equilibrio más rápido en el Modelo 2, reduciendo así los asentamientos adicionales durante las etapas finales de consolidación.

La evolución temporal de las deformaciones verticales para cada modelo y fase de construcción se presenta gráficamente a continuación. Esta representación visual permite comprender de manera clara el comportamiento del suelo y la influencia de los wick drains en el proceso de consolidación.

La gráfica 60 permite visualizar de manera clara la evolución de los asentamientos en el tiempo para ambos modelos. A partir de la tercera fase del modelo, correspondiente a la primera fase de consolidación, se observa una diferencia significativa en los asentamientos totales, siendo mayores en el Modelo 2. Este comportamiento se mantiene a lo largo de las siguientes fases, con una diferencia promedio de aproximadamente 0.50 m entre ambos modelos.

La gráfica 61 muestra que la inclusión de wick drains en el Modelo 2 permitió alcanzar deformaciones verticales similares a las del Modelo 1 en un tiempo significativamente menor. El Modelo 2 requirió aproximadamente la mitad del tiempo del Modelo 1 para alcanzar un asentamiento similar, lo que demuestra la eficacia de los wick drains en la aceleración del proceso de consolidación.

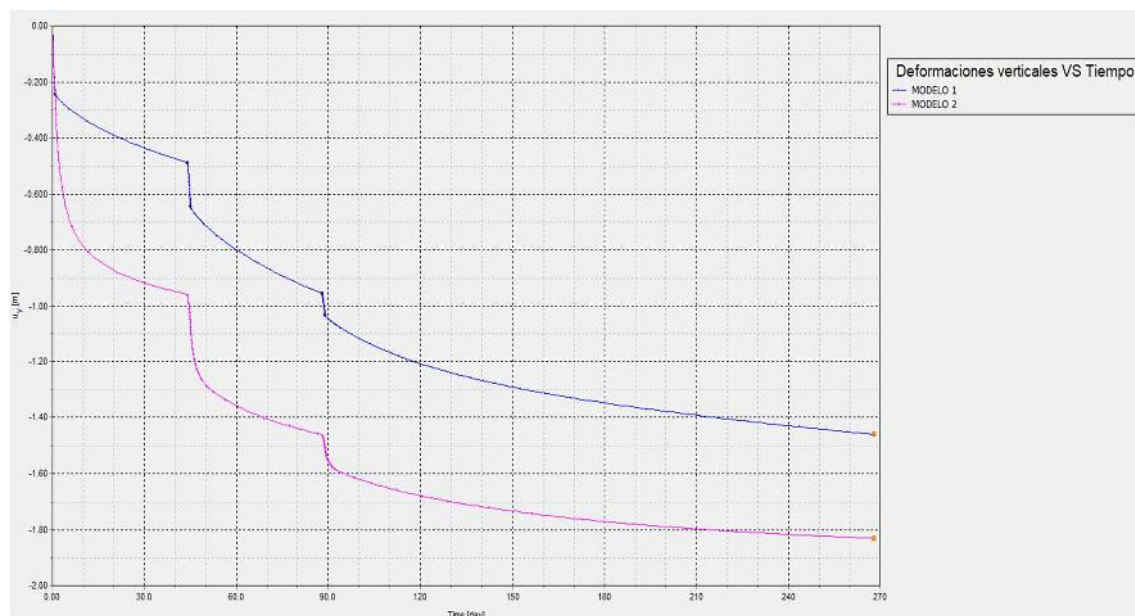


Gráfico 60 Deformaciones Vs Tiempo

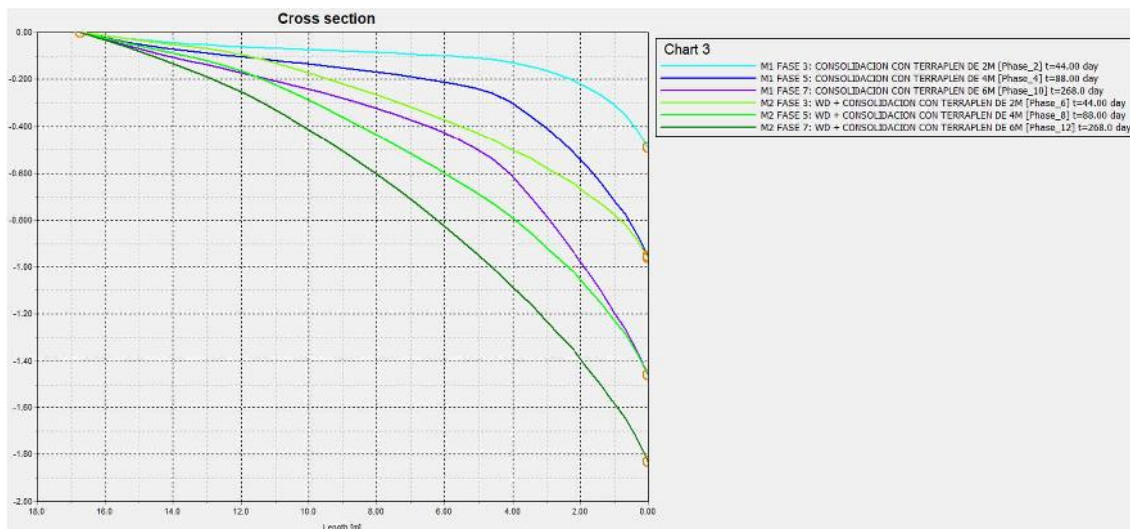
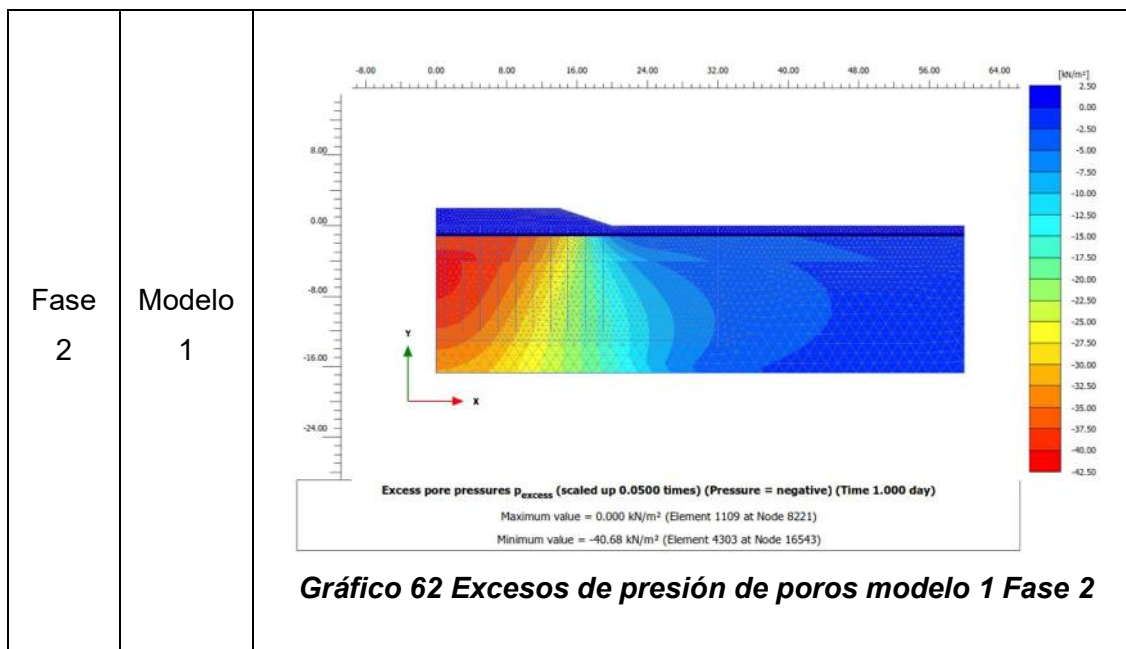
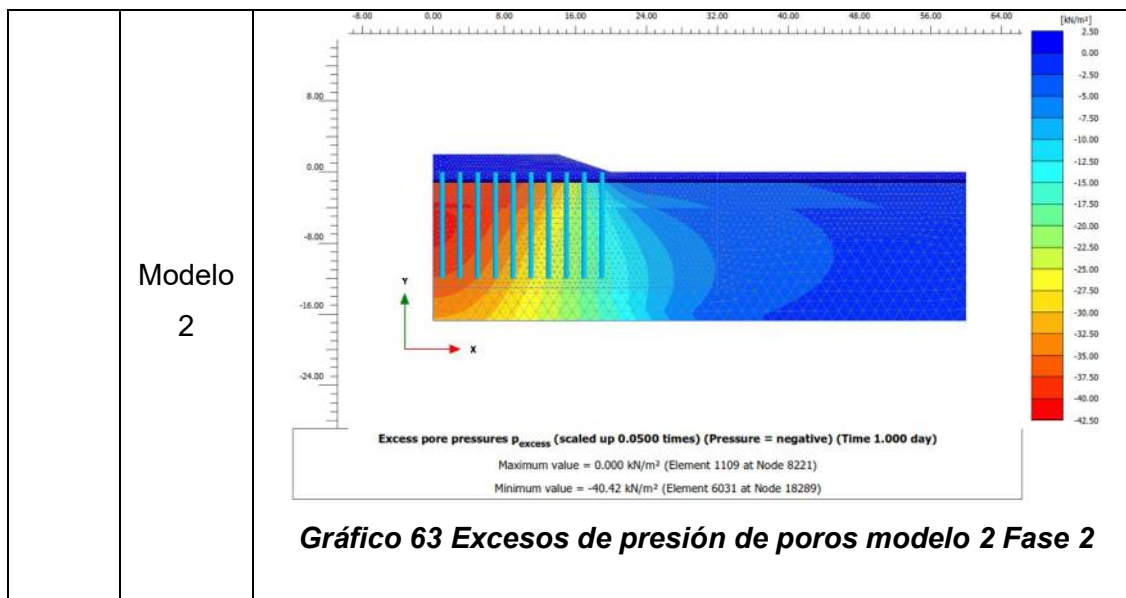


Gráfico 61 Consolidación por fases.

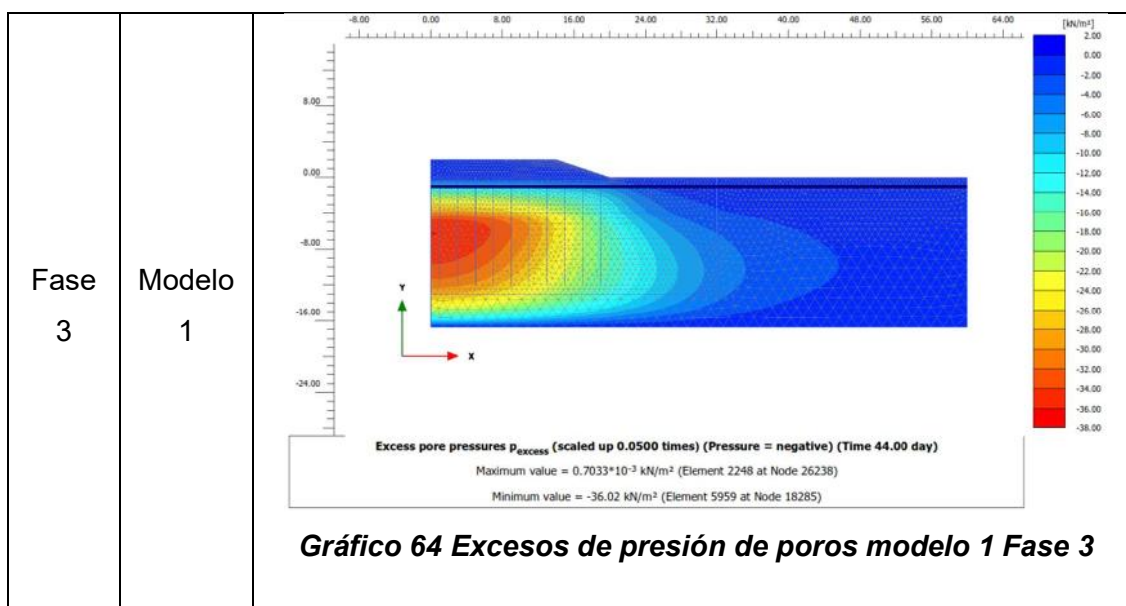
Al comparar los resultados finales de ambos modelos, se observa que el Modelo 2, con la inclusión de wick drains, alcanzó un asentamiento total similar al Modelo 1 en un tiempo significativamente menor. El Modelo 2 requirió solo 88 días para alcanzar un asentamiento de 1.52 m, mientras que el Modelo 1 necesitó 268 días para alcanzar un asentamiento de 1.47 m, lo que representa una reducción del 67% en el tiempo de consolidación.

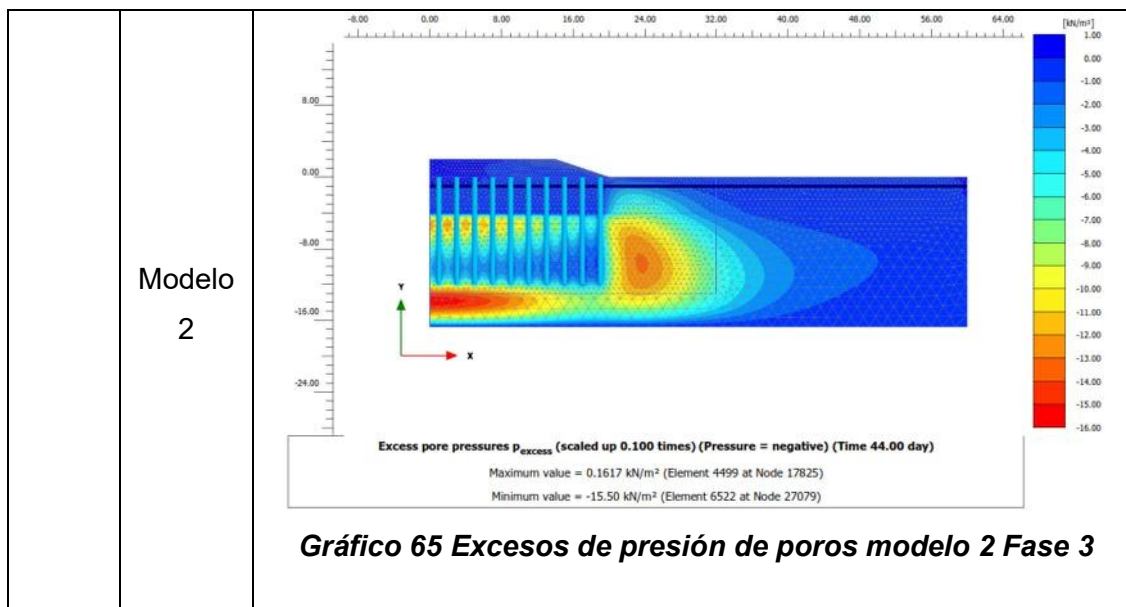
4.5.2 Comparación de excesos de presión de poros:



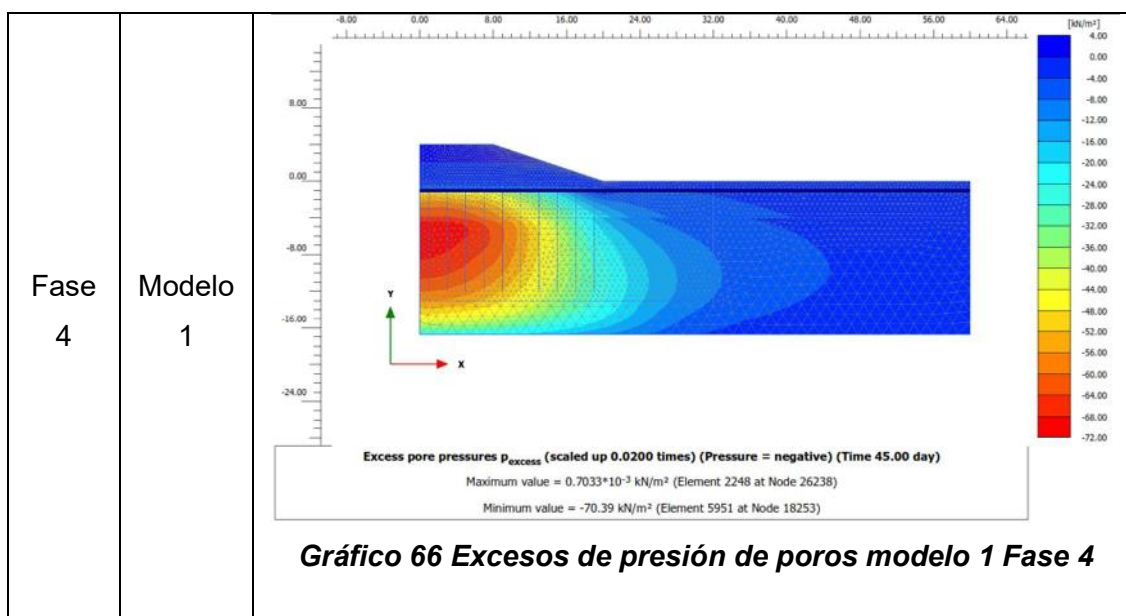


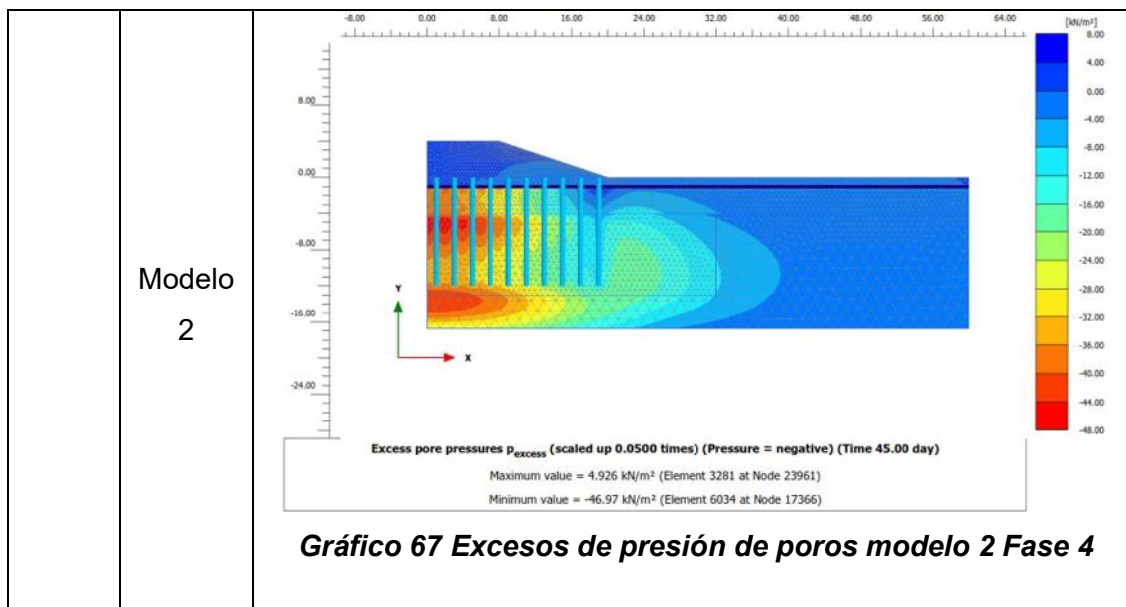
El gráfico 62 y el gráfico 63 presentan resultados de excesos de presión de poros de la fase dos del modelo, correspondiente a la primera fase de construcción de la precarga. Ambos modelos presentaron patrones similares en la distribución de los excesos de presión de poro. Se observaron valores máximos en los primeros 10 metros de profundidad, como resultado de la aplicación de la carga. Sin embargo, no se encontraron diferencias significativas entre los modelos en términos de la magnitud y distribución de las presiones de poro, lo que sugiere que la inclusión de wick drains aún no ha tenido un impacto notable en esta etapa temprana de la consolidación.



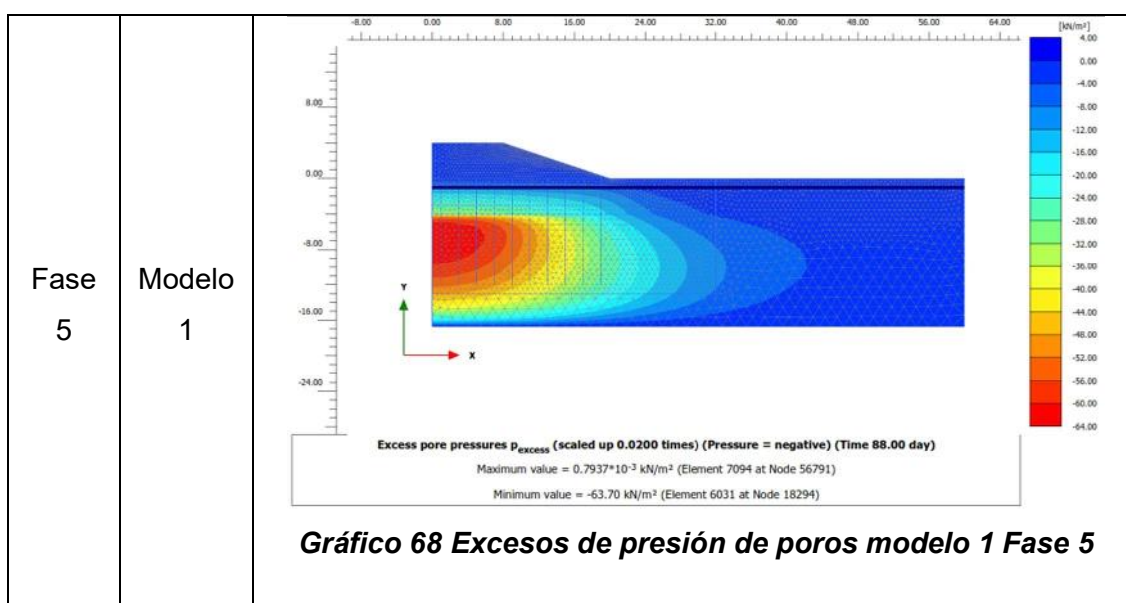


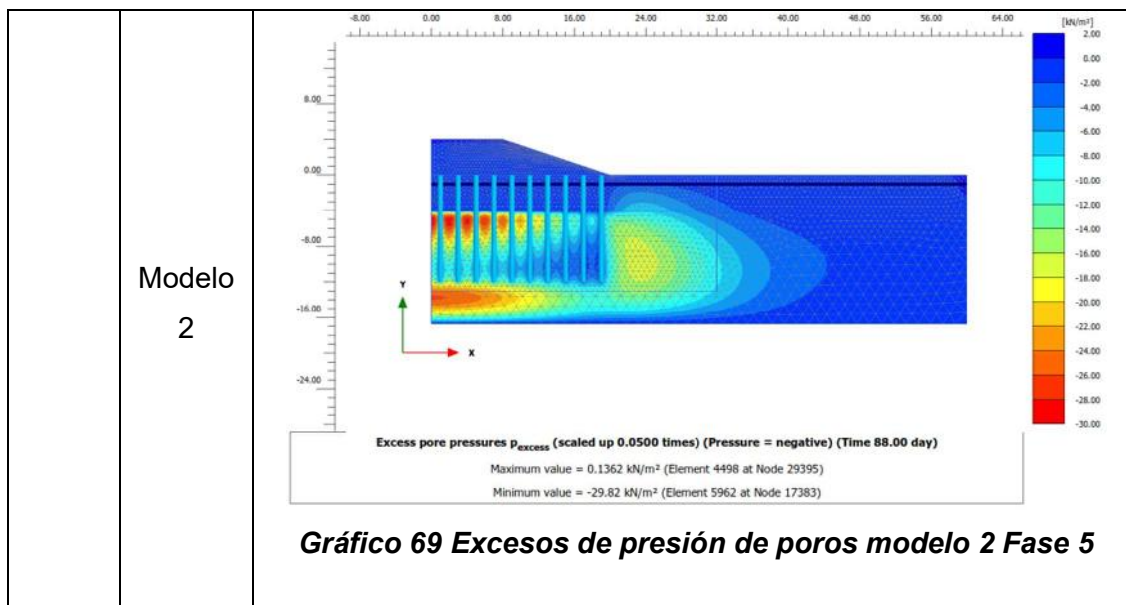
Durante la tercera fase del modelo, correspondiente a la primera fase de consolidación, se observó una disipación más rápida de los excesos de presión de poro en el Modelo 2 (ver gráfico 65), especialmente en los primeros 4.5 metros de profundidad. Los wick drains instalados en este modelo aceleraron significativamente la evacuación del agua de los poros, reduciendo los valores máximos de presión de poro en comparación con el Modelo 1 (ver gráfico 64).



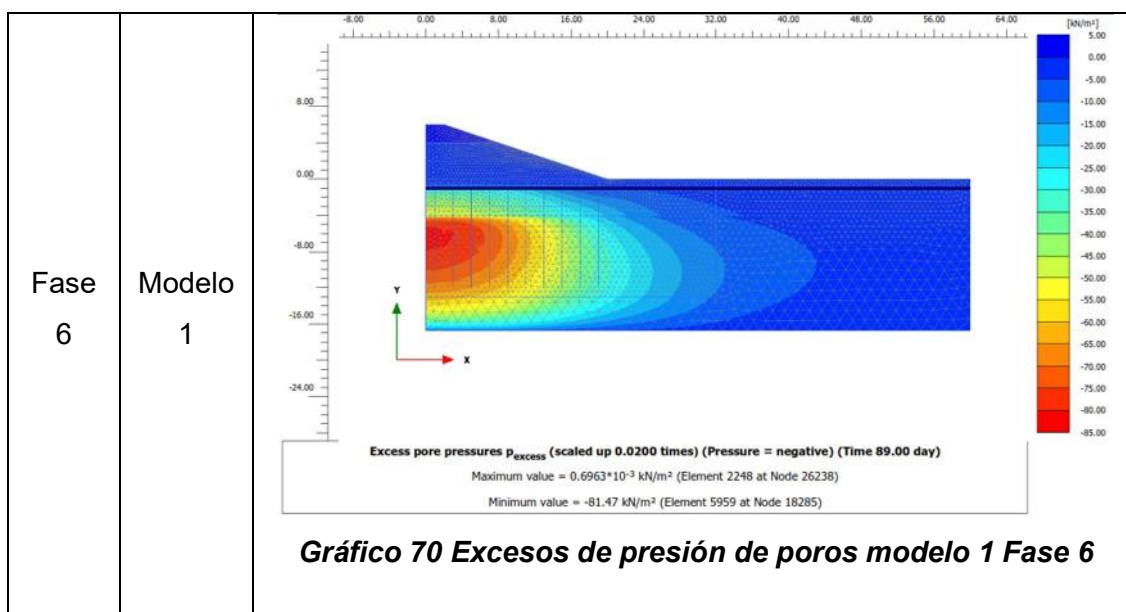


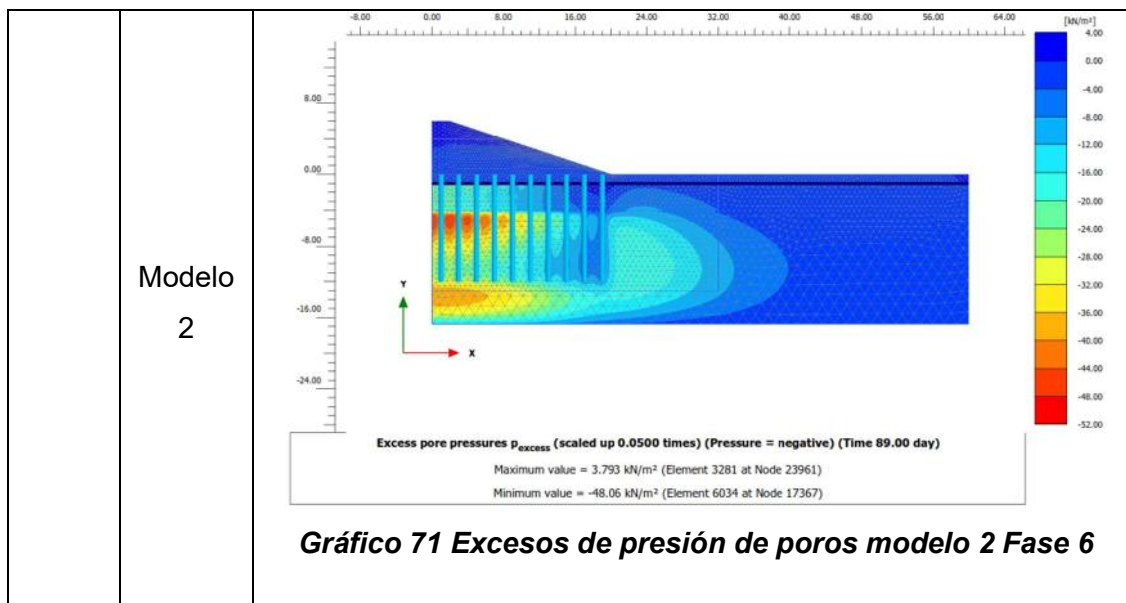
Los gráficos 66 y 67 presentan resultados correspondientes a la cuarta fase del modelo, que a su vez corresponde a la segunda fase de construcción de la precarga, se observó un nuevo incremento en las presiones de poro en ambos modelos, debido a la aplicación de una carga adicional. Sin embargo, el Modelo 2, que había experimentado una mayor disipación de las presiones de poro durante las fases anteriores gracias a la presencia de wick drains, presentó valores máximos de presión de poro significativamente menores. Esto indica que la consolidación acelerada en el Modelo 2 contribuyó a una mayor capacidad de resistir nuevas cargas sin generar presiones de poro excesivas.



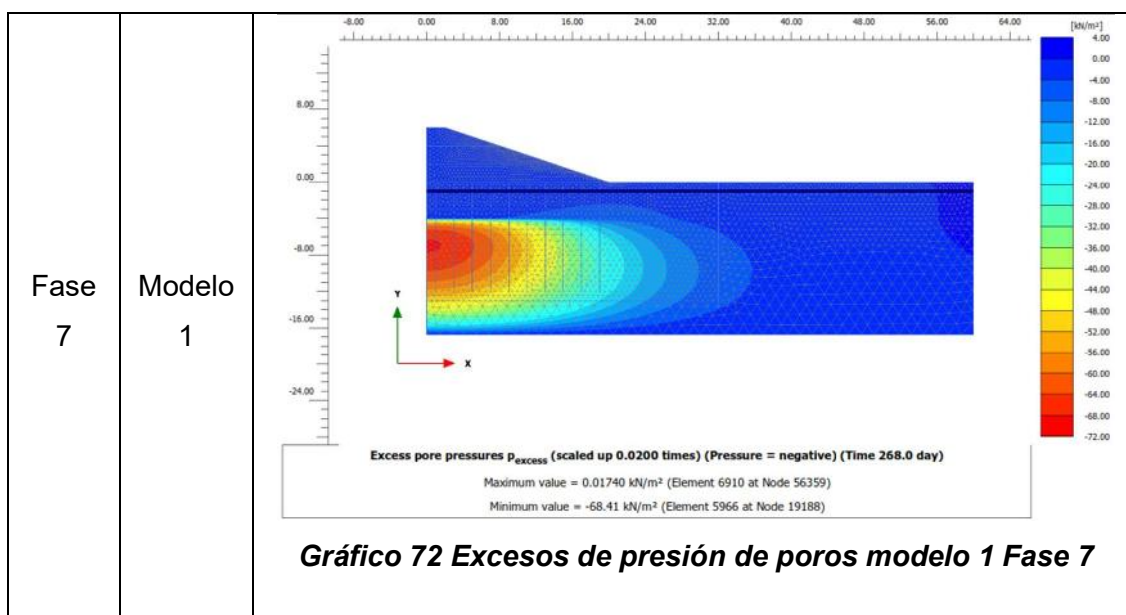


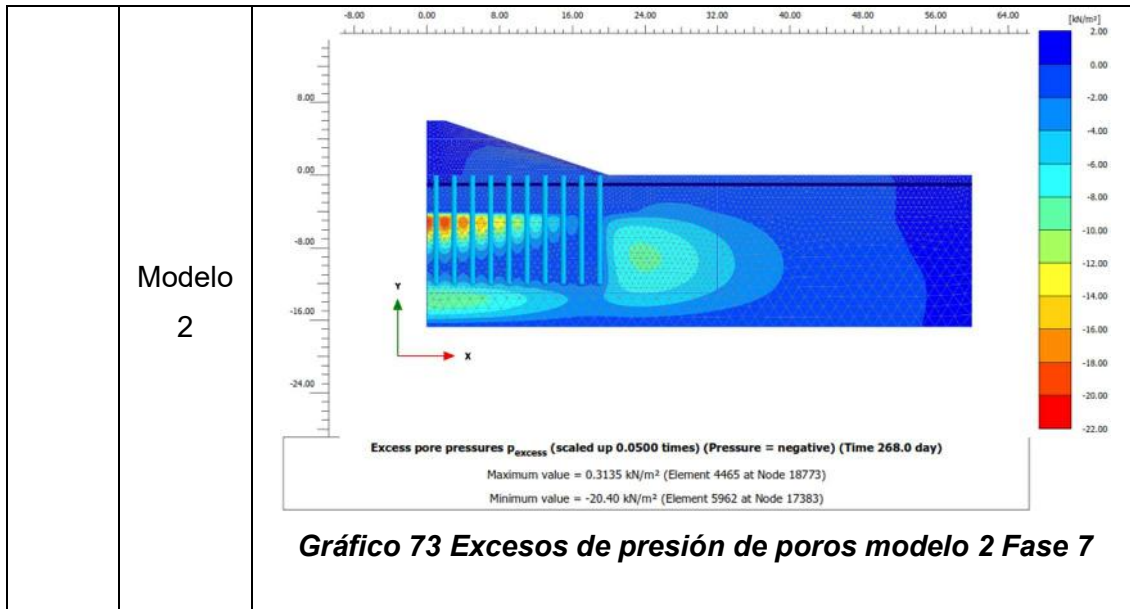
La fase quinta fase del modelo, correspondiente a la segunda fase de consolidación, se confirmó la efectividad de los wick drains en la aceleración de la disipación de las presiones de poro. Si bien se observó un aumento en los valores máximos de presión de poro en ambos modelos debido a la nueva carga aplicada (ver gráfico 68 y gráfico 69), el Modelo 2 presentó valores significativamente menores, lo que demuestra la capacidad de los drenajes de mejorar la permeabilidad del suelo y facilitar la evacuación del agua de los poros.





Los gráficos 70 y 71 presentan los resultados de los excesos de presión de poros para la sexta fase del modelo, que a su vez corresponde a la tercera fase de construcción de la precarga, se observó un nuevo incremento en las presiones de poro en ambos modelos, como resultado de la aplicación de la carga adicional. Sin embargo, el Modelo 2, que había experimentado una mayor consolidación en las fases anteriores, presentó valores máximos de presión de poro significativamente menores. Además, se observó una reducción en la magnitud de las presiones de poro en los primeros 5 metros de profundidad de ambos modelos, lo que indica un proceso de consolidación avanzado en estas zonas.





Los resultados de excesos de presión de poros en la fase final de consolidación del modelo 1 y modelo 2 se presentan en las gráficas 72 y 73 respectivamente. El análisis de ambas gráficas reafirma la importancia de la inclusión de wick drains en el Modelo 2. A lo largo del proceso constructivo, los wick drains aceleraron de manera significativa la disipación de las presiones de poro, lo que resultó en una reducción sustancial de los asentamientos y en una mejora de la estabilidad del suelo. Los resultados obtenidos demuestran que la implementación de sistemas de drenaje vertical es una medida efectiva para optimizar el desempeño de los terraplenes.

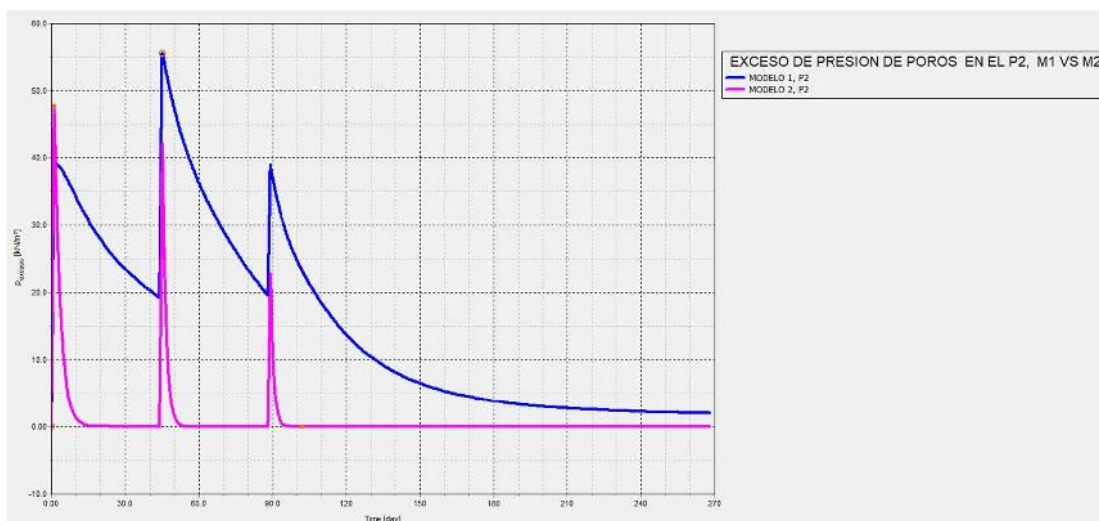


Gráfico 74 Excesos de presión de poros en el P2.

El análisis de cómo ha sido el proceso de disipación de los esfuerzos de presión de poros puede realizarse a través de la gráfica 74, que muestra las mediciones de los excesos de presión de poros para cada modelo, durante todas las fases y en cada día de análisis del modelo, tomando como punto de medición el punto denominado P2 del gráfico 47. Claramente se evidencia la superior eficiencia de los wick drains en la disipación de los excesos de presión de poro. El Modelo 2 alcanzó niveles de presión de poro similares a los del Modelo 1 en un tiempo significativamente menor, lo que demuestra la capacidad de los drenajes de acelerar el proceso de consolidación y reducir los asentamientos a largo plazo. Esta medición puede realizarse en otros puntos del modelo y la relación entre la disipación del modelo 1 y el modelo 2 será similar.

4.5.3 Validación del modelo computacional

Con la finalidad de validar el modelo computacional realizado, se procedió a realizar la comparación de las deformaciones obtenidas en un mismo periodo, por el modelo 1 y las deformaciones medidas por placa de asentamiento instalada en el sitio de estudio.

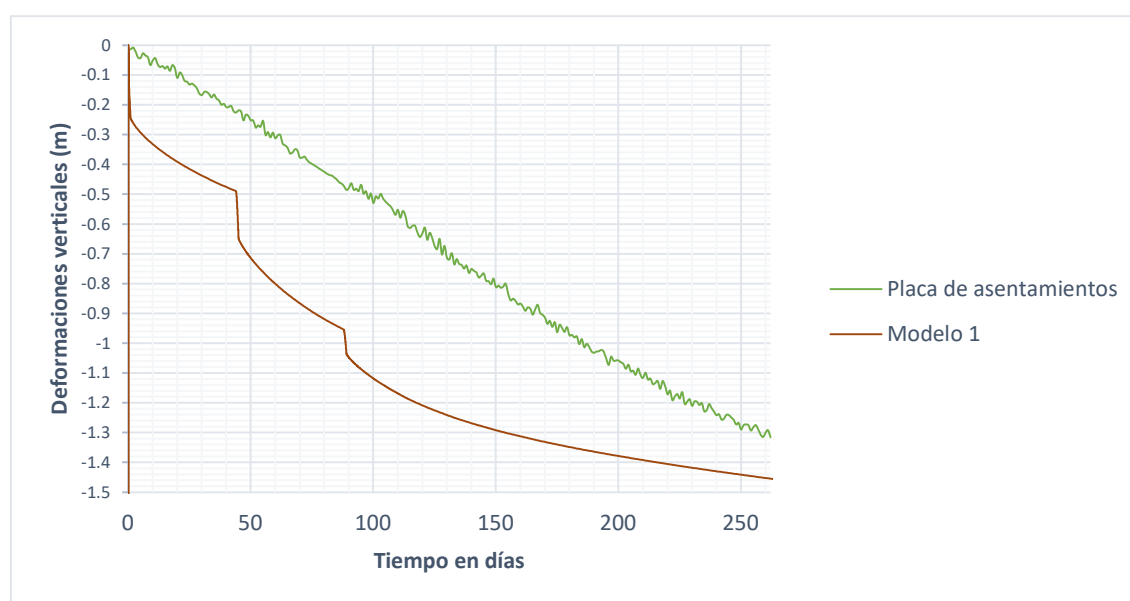


Gráfico 75 Deformación vs tiempo modelo 1 y placa de asentamientos

En la gráfica 75 se puede apreciar la comparación de los asentamientos obtenidos en los modelos computacionales, versus los asentamientos obtenidos en la placa de asentamientos, notándose que al transcurrir 262 días, ocurren asentamientos similares tanto para el modelo computacional 1 en donde se obtuvo una deformación vertical de

1.46m, como para la placa de asentamiento, donde se midió una deformación vertical de 1.32m.

La diferencia entre la deformación prevista por el modelo computacional y la efectivamente ocurrida en la ejecución del proyecto es de aproximadamente el 10%, por lo cual se concluye que el modelo computacional es válido al haber obtenido resultados cercanos a los obtenidos en el campo. Una mejor aproximación de los resultados podría obtenerse ejecutando más ensayos que permitan mejorar la calibración del modelo.

CAPÍTULO V – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

El presente estudio tuvo como objetivo establecer la caracterización geotécnica del suelo tomando como referencia ensayos CPTu, obteniendo a partir de los mismos a través de correlaciones las propiedades índices del suelo, y a partir de dichos resultados generar un modelo computacional que permita evaluar la influencia de la instalación de wick drains en la aceleración del proceso de consolidación de un suelo blando, caracterizado por una alta compresibilidad y baja permeabilidad. Para ello, se llevó a cabo un análisis numérico detallado utilizando el software Plaxis 2D, considerando dos escenarios: un modelo con precarga pero sin wick drains y otro con la inclusión de estos elementos de drenaje.

Los resultados obtenidos a partir del análisis de los ensayos CPTu y de las simulaciones numéricas permitieron caracterizar el perfil estratigráfico del sitio de estudio y evaluar la efectividad de los wick drains en la aceleración de la consolidación. Se encontró que la inclusión de wick drains redujo significativamente los tiempos de consolidación y los asentamientos máximos en comparación con el modelo sin drenajes.

El análisis comparativo de los resultados numéricos obtenidos para ambos modelos reveló que la instalación de wick drains tuvo un impacto positivo en el comportamiento del suelo. Los principales hallazgos fueron:

- Aceleración de la consolidación: Los wick drains permitieron una disipación más rápida de las presiones de poro, lo que se tradujo en una reducción del 67% de los tiempos de consolidación entre el modelo 1 y el modelo 2.
- Reducción de los asentamientos en etapa constructiva: La aceleración de la consolidación se reflejó en un asentamiento superior tanto a corto como a largo plazo en el modelo con wicks drains versus el modelo sin wicks drains, lo cual representaría que post estabilización de los suelos mediante las técnicas empleadas en el modelo 2, los asentamientos a ocurrir en el proyecto de construcción a ejecutarse, serían inferiores al haber alcanzado una mayor densificación del suelo.
- Mayor uniformidad en la distribución de las tensiones: La presencia de los wick drains contribuyó a una distribución más uniforme de las tensiones en el suelo, reduciendo la concentración de esfuerzos en zonas específicas.

- Mejora de la estabilidad del suelo: La reducción de las presiones de poro y la aceleración de la consolidación contribuyeron a una mejora en la estabilidad del suelo, disminuyendo el riesgo de fallas por asentamientos diferenciales.

A partir de los resultados obtenidos, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- La instalación de wick drains es una técnica efectiva para acelerar el proceso de consolidación en suelos blandos y de baja permeabilidad en pro de reducir los asentamientos asociados a la construcción de obras civiles.
- La eficiencia de los wick drains depende de diversos factores, como la permeabilidad del suelo, el espaciamiento y la profundidad de los drenajes, y las características de la carga aplicada.
- Los modelos numéricos utilizados en este estudio demostraron ser una herramienta valiosa para evaluar el comportamiento del suelo y la efectividad de las medidas de mejora.
- Los resultados obtenidos son aplicables a proyectos similares en suelos con características geotécnicas similares.

En conclusión, la utilización de wick drains en combinación con el método de precarga representa una solución viable para acelerar la consolidación del suelo en el sitio de estudio y reducir los asentamientos diferenciales. Sin embargo, es fundamental realizar un análisis detallado y considerar las particularidades del proyecto para garantizar el éxito de la obra.

5.2 RECOMENDACIONES

Basándose en los resultados de esta investigación, se recomiendan las siguientes acciones:

- Diseño detallado de los sistemas de drenaje: Es fundamental realizar un diseño detallado de los sistemas de drenaje, considerando las características geotécnicas del suelo y las condiciones de carga específicas de cada proyecto.
- Monitoreo de los asentamientos: Se recomienda realizar un monitoreo continuo de los asentamientos durante y después de la construcción para verificar la efectividad de los sistemas de drenaje y ajustar los modelos numéricos si es necesario.

- Investigación adicional: Se sugiere realizar estudios adicionales para evaluar el efecto de diferentes tipos de wick drains y espaciamientos en la aceleración de la consolidación.
- Consideración de otros factores: Es importante considerar otros factores que pueden influir en el comportamiento del suelo, como la presencia de estratos impermeables, la variabilidad espacial de las propiedades del suelo y los efectos sísmicos.
- Análisis de costos-beneficios: Realizar un análisis detallado de los costos asociados a la instalación y mantenimiento de los wick drains, comparándolos con los beneficios obtenidos en términos de reducción de asentamientos y aceleración de la construcción.
- Generación de nuevas correlaciones: Si es posible, desarrollar nuevas correlaciones empíricas entre los parámetros del suelo y el comportamiento de los wick drains.
- Análisis de casos especiales: Explorar casos especiales, como la influencia de la presencia de estratos impermeables o la interacción entre los wick drains y otros elementos estructurales.
- Sustentabilidad: Evaluar el impacto ambiental de la utilización de wick drains y explorar alternativas más sostenibles.
- Inteligencia artificial: Investigar la posibilidad de aplicar técnicas de inteligencia artificial para optimizar el diseño y la instalación de los wick drains.
- Materiales innovadores: Explorar la utilización de nuevos materiales para la fabricación de wick drains, con el objetivo de mejorar su eficiencia y durabilidad.

Bibliografía

- AASHTO-M145-91. (2008). *CLASIFICACIÓN DE SUELOS Y MEZCLAS DE SUELO-AGREGADO PARA FINES DE CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS*.
- Apriyono, A., Yanto, Santoso, P. B., & Sumiyanto. (2018). Soil classification based on cone penetration test (CPT) data in Western Central Java. *ENGINEERING INTERNATIONAL CONFERENCE (EIC2017): Proceedings of the 6th International Conference on Education, Concept, and Application of Green Technology*, 20004. <https://doi.org/10.1063/1.5028062>
- Arévalo Ochoa, J. y Muñoz Buestán, S. (2023). Geotechnical characterization of the soil profile before and after preloading, a case study of soft soils in Durán,. [Artículo Titulación].ESPOL.FICT. [tp://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/63639](http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/63639)
- ASTM-D2487-17e1. (2020). Practica Estandar para la Clasificacion de Suelos para Propositos de Ingenieria (Sistema de Clasificacion Unificada de Suelos). *ASTM International*. <https://doi.org/10.1520/D2487->
- ASTM-D3282-15. (2015). Practica Estandar para la Clasificacion de Suelos y mezclas de suelos y agregados para Proposistos de construccion de carreteras. *ASTM International*. <https://doi.org/10.1520/D3282-15>
- ASTM D 4318-00. (2000). Standards,for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils This c of soils. *ASTM International*, 04, 1–14. <https://doi.org/10.1520/D4318>
- Atterberg, A. (1911). *Über die physikalische Bodenuntersucgung, and ubre die Plastizität der Tone, Internationale Mgen für Bodenkunde* (Vol 1).
- Barron, R. A. (1948). Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells by Drain Wells. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 113(1), 718–742. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0006098>
- Bol, E. (2023). A new approach to the correlation of SPT-CPT depending on the soil behavior type index. *Engineering Geology*, 314, 106996. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2023.106996>
- Bosch, D. R., & Sotelo, R. R. (2015). Determination of Stratigraphy—Soil Types—Using Cone Penetration Test in Sedimentary Deposits in North-East of Argentina. *Journal of*

- Casagrande, A. (1948). Classification and identification of soil. *ASCE*, 901–992.
- Das, B. M. (2015). FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA. In S. R. Cervantes Gonzalez (Ed.), *Cengage Learning Editores S.A. (Cuarta)*. Cengage Learning Editores. <http://latinoamerica.cengage.com>
- Deger, T. T. (2014). *Overburden stress normalization and rod length corrections for the standard penetration test (SPT)*. University of California, Berkeley.
- Griffin, E. P., & Kurup, P. U. (2017). Prediction of OCR and su from PCPT Data Using Tree-Based Data Fusion Techniques. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143(9), 4017045. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001726](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001726)
- Hagh Panah, M., & Dehghani, M. (2015). Evaluating Liquefaction Potential using OCDI and Robertson Wride Methods in Parts of Bandar Abbas' Shahid Rajaei Port. *European Online Journal of Natural and Social Sciences: Proceedings*, 3(4 (s)), 433–446.
- Hernandez, R., Fernandez, C., & Baptista, M. del P. (2014). *Metodologia de la investigacion* (McGraw-Hill (ed.); Sexta).
- Holtz, R. D., & Kovacs, W.D. (1981). An introduction to geotechnical engineering. Prentice-Hall.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2006). Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(2–4), 115–130.
- Instituto Nacional de Estadística y Censo INEC. (2010). *No Title*. Población, Superficie (Km2), Densidad Poblacional a Nivel Parroquial. <https://www.ecuadorencifras.gob.ec/wp-content/plugins/download-monitor/download.php?id=311&force=0>
- Jamshidi Chenari, R., Kamyab Farahbakhsh, H., Heidarie Golafzani, S., & Eslami, A. (2018). Non-stationary realisation of CPT data: considering lithological and inherent heterogeneity. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 12(4), 265–278. <https://doi.org/10.1080/17499518.2018.1447675>

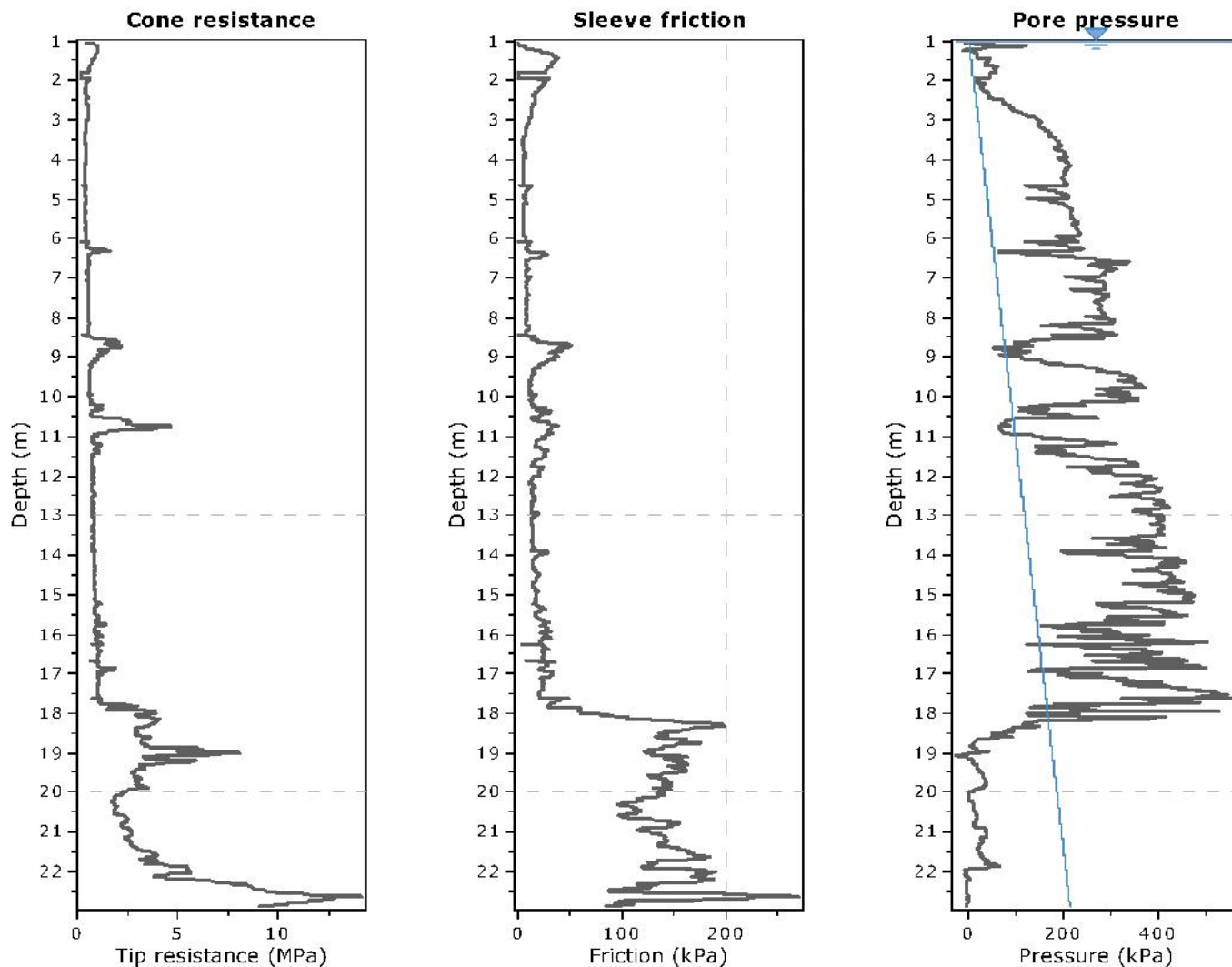
- Juarez, E., & Rico, A. (2005). *Mecánica de suelos* (Limusa (ed.)).
- Lade, P. V., & Yamamuro, J. A. (2018). *Physics and Mechanics of Soil Liquefaction* (1st ed.). Routledge. <https://www.taylorfrancis.com/books/9781351424479>
- Lambe, W., & Whitman, R. (1991). *Mecanica de suelos*. Limusa.
- Mena Sinche, D. K., & Garcia Rodriguez, F. M. (2020). *Estimación del riesgo sísmico y elaboración de plan de mitigación en la zona centro del Cantón Eloy Alfaro (Durán)* [Escuela Superior Politecnica del Litoral]. [https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/54872/1/T-70667_Mena - Garcia.pdf](https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/54872/1/T-70667_Mena_Garcia.pdf)
- Moghadari Poor, M., Azarafza, M., & Derakhshani, R. (2023). A correlation based on pressuremeter, SPT and CPT tests for characterizing of coastal alluvium: A study for phase 14 South Pars, Iran. *MethodsX*, 10, 101938. <https://doi.org/10.1016/j.mex.2022.101938>
- Moss, R. E., Seed, R. B., & Olsen, R. S. (2006). Normalizing the CPT for overburden stress. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(3), 378–387.
- Olsen, R. S. (1997). Cyclic liquefaction based on the cone penetrometer test. *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, 225–276.
- Olsen, R. S. (1984). Liquefaction analysis using the cone penetrometer test. *Proc., 8th World Conf. on Earthquake Engineering*, 247–254.
- Robertson. (1987). Seismic CPT to measure in situ shear wave velocity. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 24(1), A18. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(87\)91374-X](https://doi.org/10.1016/0148-9062(87)91374-X)
- Robertson, P. K., & Cabal, K. . (2012). *No Title* (Gregg Drilling & Testing inc (ed.); 5th ed.). GREGG DRILLING LLC.
- Robertson, Peter K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system—an update. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(12), 1910–1927.
- Rocha Filho, P. (1979). *Behaviour of cone penetration tests in saturated sands*.
- Santi, P. M., Dale Elifrits, C., & Liljegren, J. A. (2001). Design and installation of horizontal wick drains for landslide stabilization. *Transportation Research Record*, 1757(1), 58–

- Terzaghi, K., Peck, R., & Moretto, O. (1973). *Mecanica de Suelos en la Ingenieria Practica* (Segunda). El Ateneo S.A.
- U. S. Bureau of Reclamation. (1963). *Earth manual* (1era ed., Vol. 1).
- van der Vlugt, R., & Rosenthal, G. N. (1989). Chart for Allowable Soil Pressure Based on Schmertmann's Method. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(10), 1492–1496. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1989\)115:10\(1492\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1989)115:10(1492))
- Wride, C. E., Robertson, P. K., Biggar, K. W., Campanella, R. G., Hofmann, B. A., Hughes, J. M. O., Küpper, A., & Woeller, D. J. (2000). Interpretation of in situ test results from the CANLEX sites. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(3), 505–529.
- Zhang, G., Robertson, P. K., & Brachman, R. W. I. (2004). Estimating liquefaction-induced lateral displacements using the standard penetration test or cone penetration test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(8), 861–871.
- Zhang, X., xue, C. li gong da, & Engineers, A. S. of C. (2009). Characterization, modeling, and performance of geomaterials: selected papers from the 2009 GeoHunan International Conference, August 3-6, 2009, Changsha, Hunan, China. In *Geotechnical special publication* (Issue 189). Geo Institute, American Society of Civil Engineers.
- Zhao, T., Wang, Y., & Xu, L. (2021). Efficient CPT locations for characterizing spatial variability of soil properties within a multilayer vertical cross-section using information entropy and Bayesian compressive sensing. *Computers and Geotechnics*, 137, 104260. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104260>
- Zhao, T., Xu, L., & Wang, Y. (2020). Fast non-parametric simulation of 2D multi-layer cone penetration test (CPT) data without pre-stratification using Markov Chain Monte Carlo simulation. *Engineering Geology*, 273, 105670. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105670>

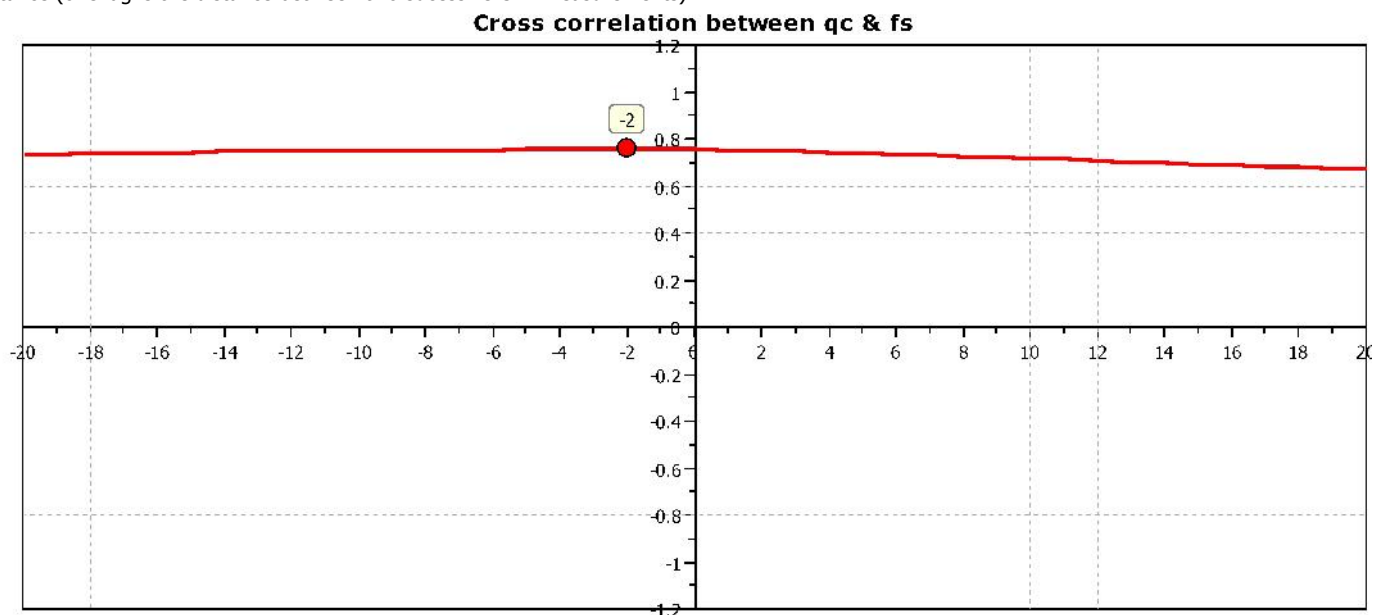
ANEXOS

Project: BRISAS DE PROCARSA

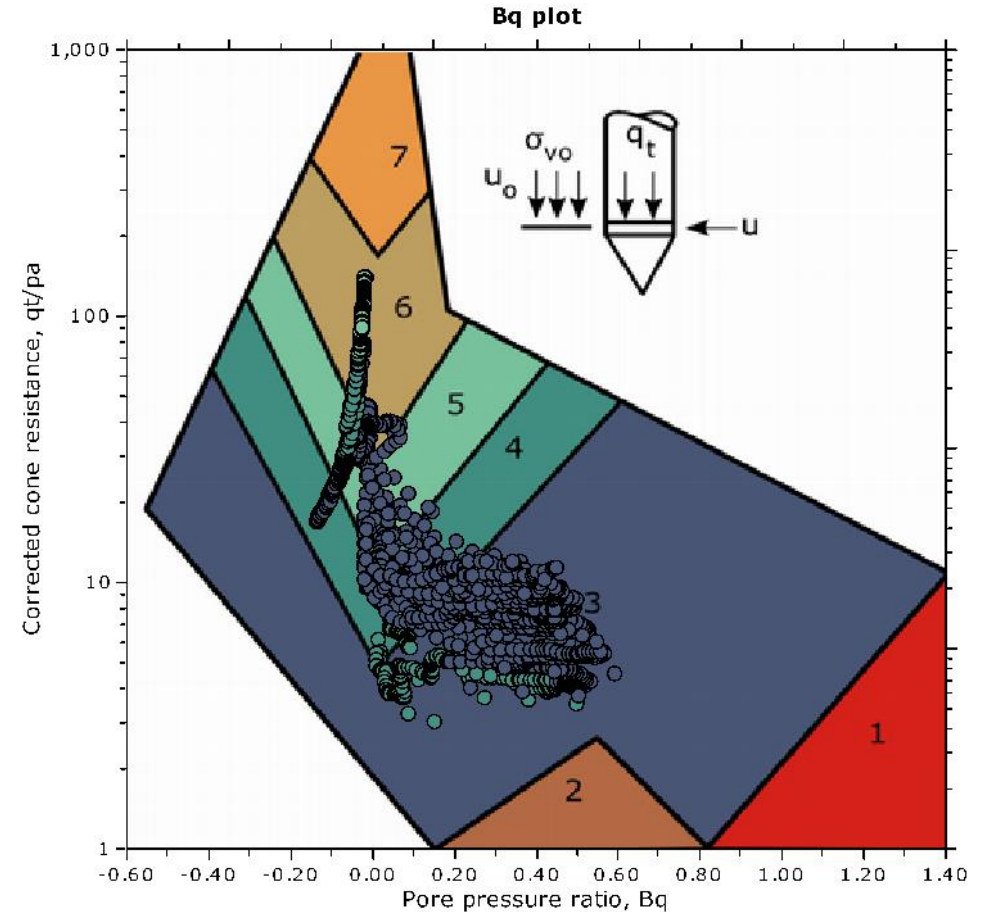
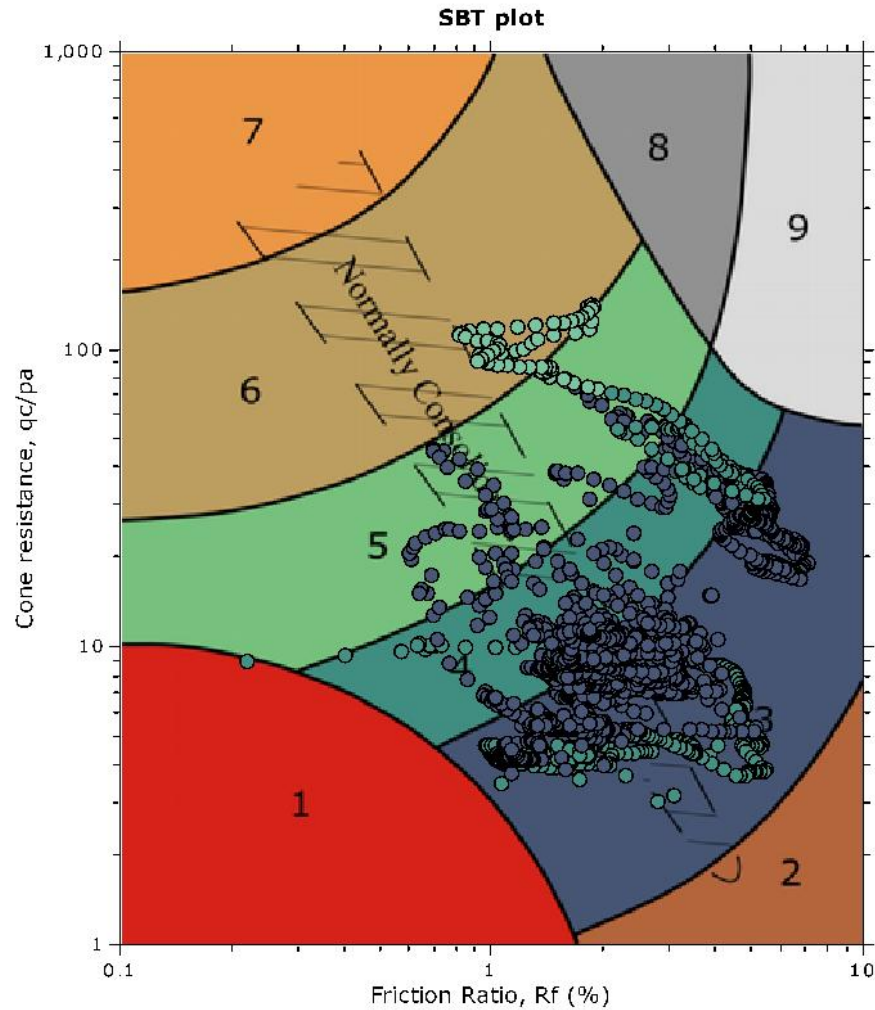
Location: DURAN, ECUADOR



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw q_c and f_s values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).



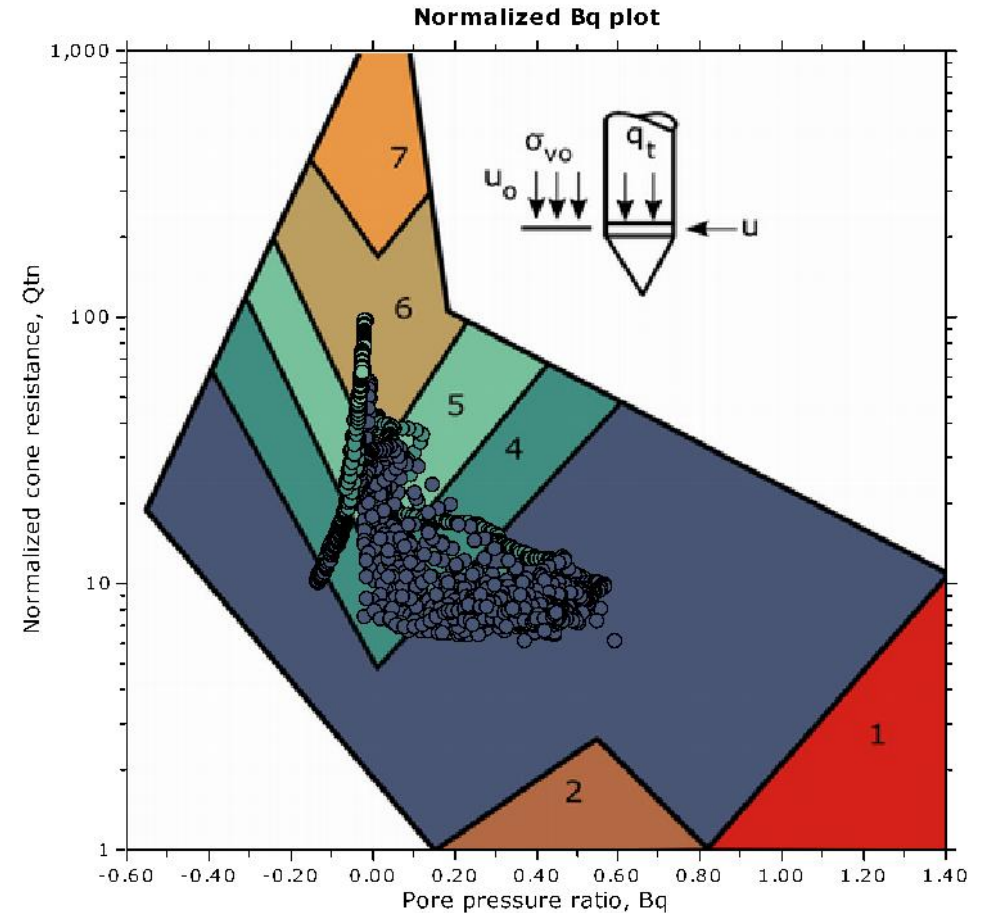
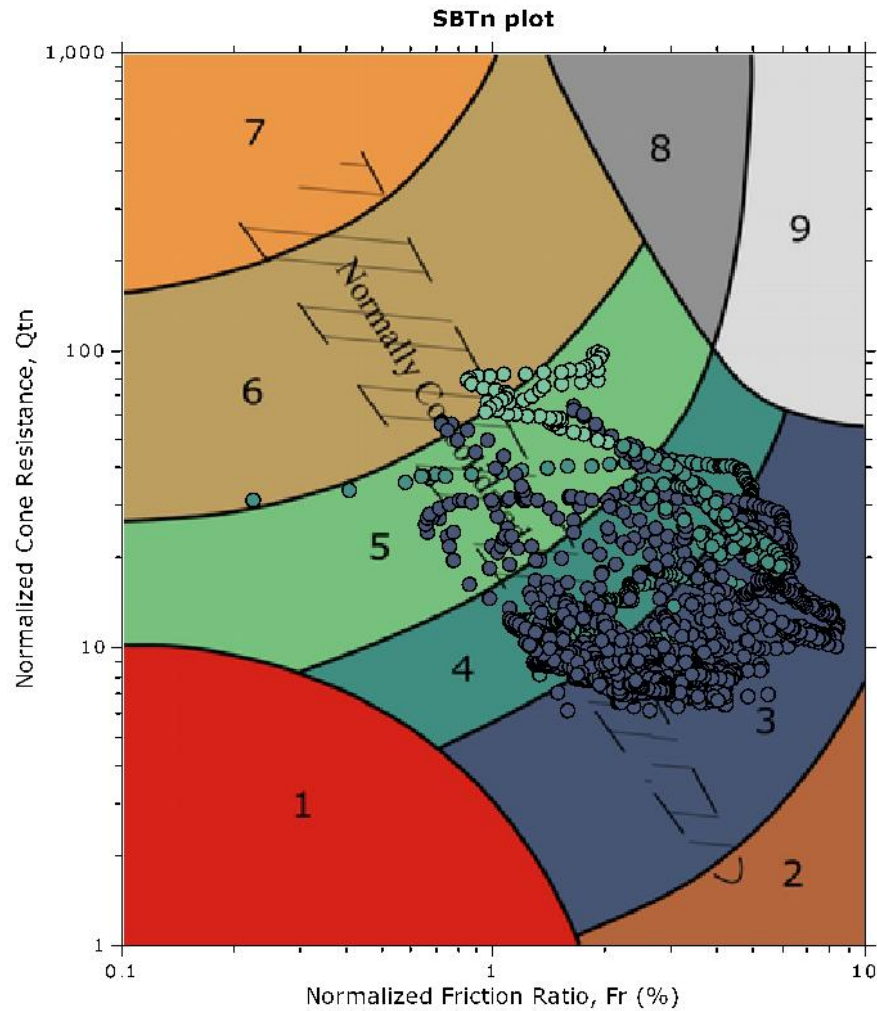
SBT - Bq plots



SBT legend

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

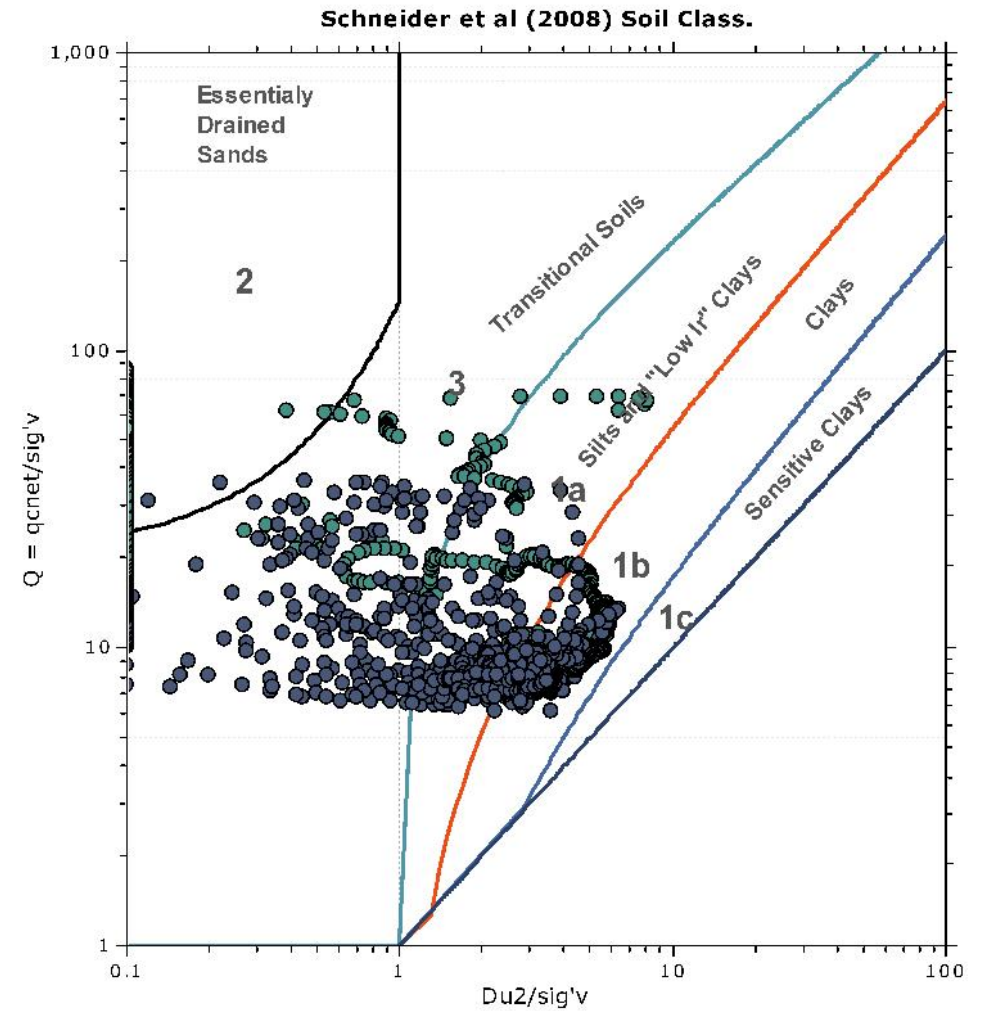
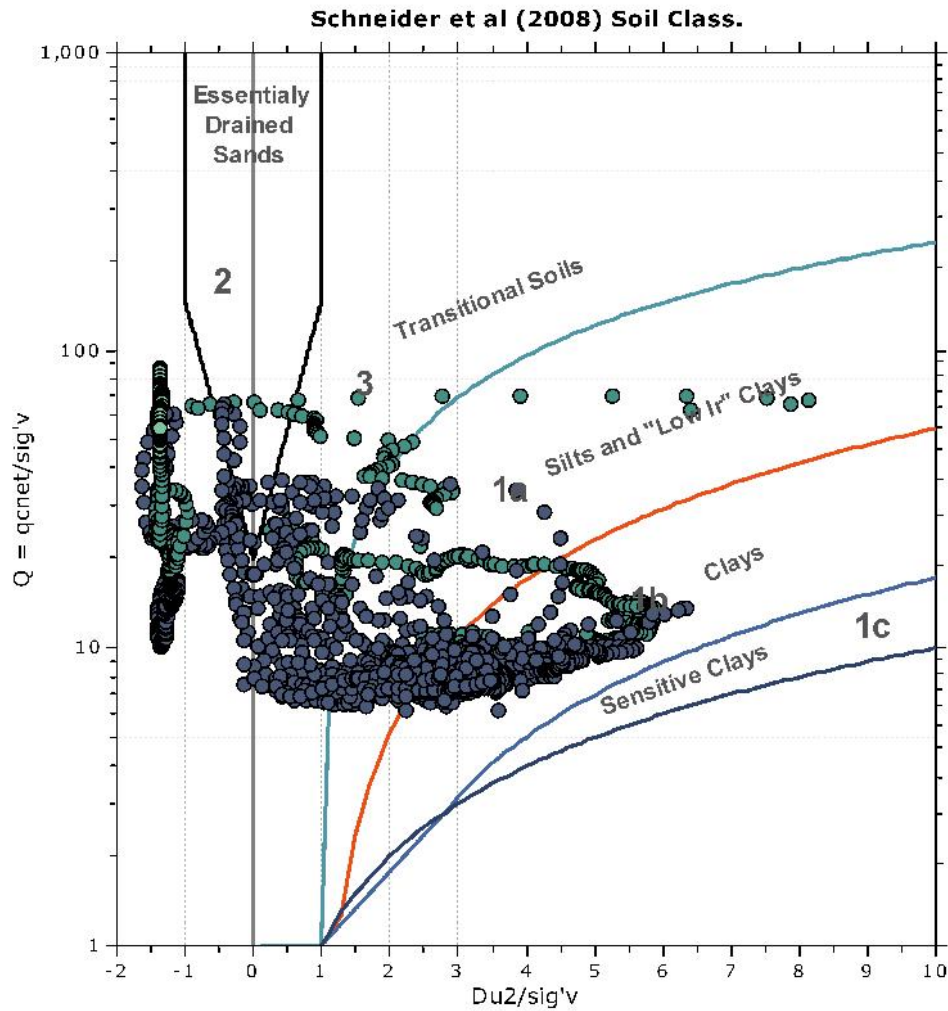
SBT - Bq plots (normalized)



SBTn legend

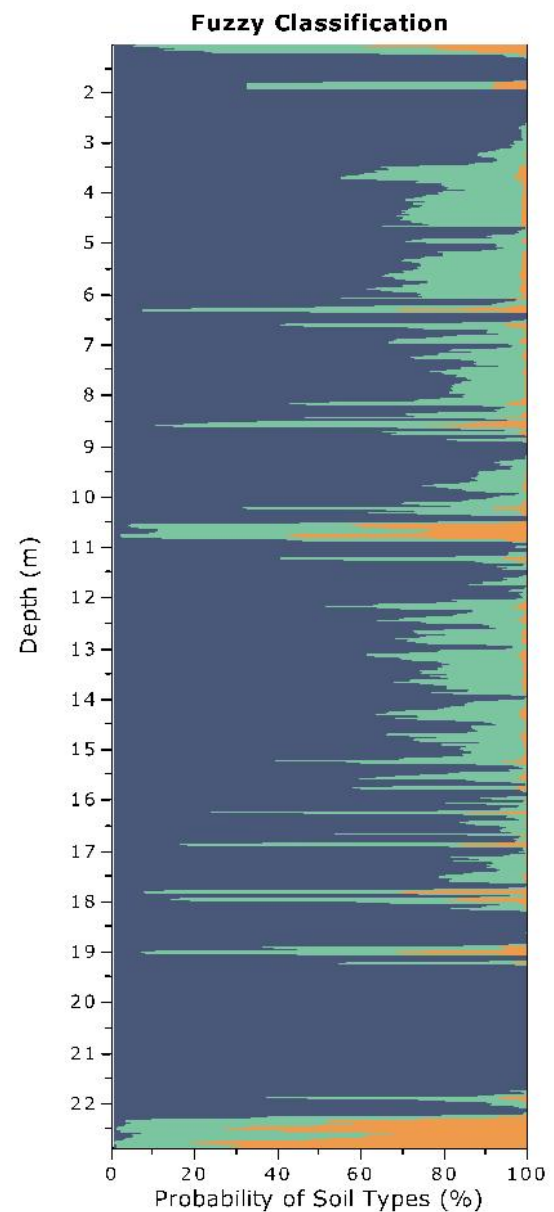
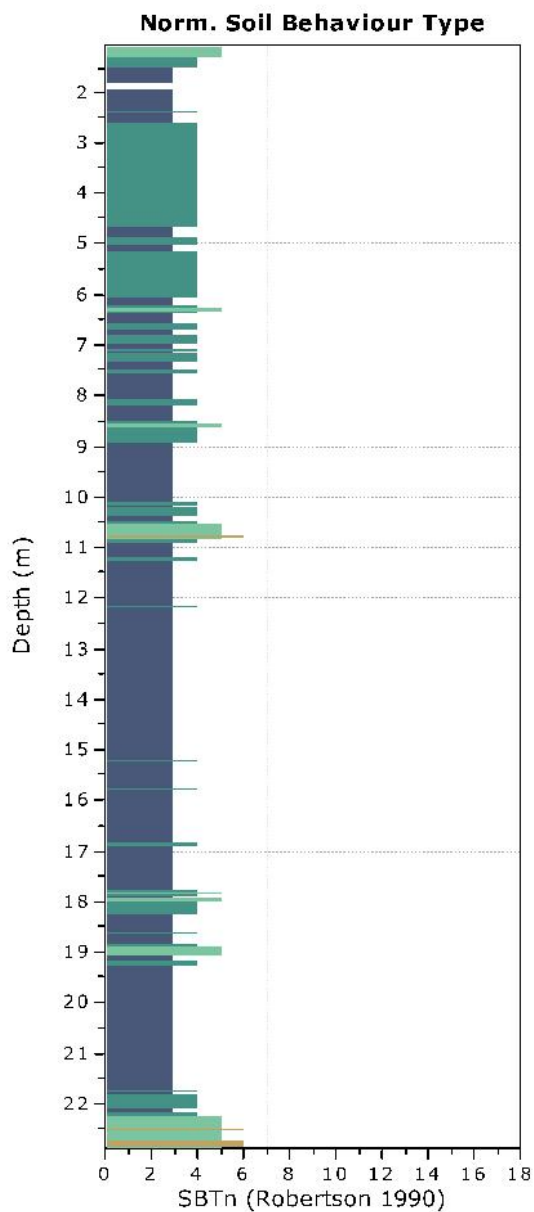
- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

Bq plots (Schneider)



Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR

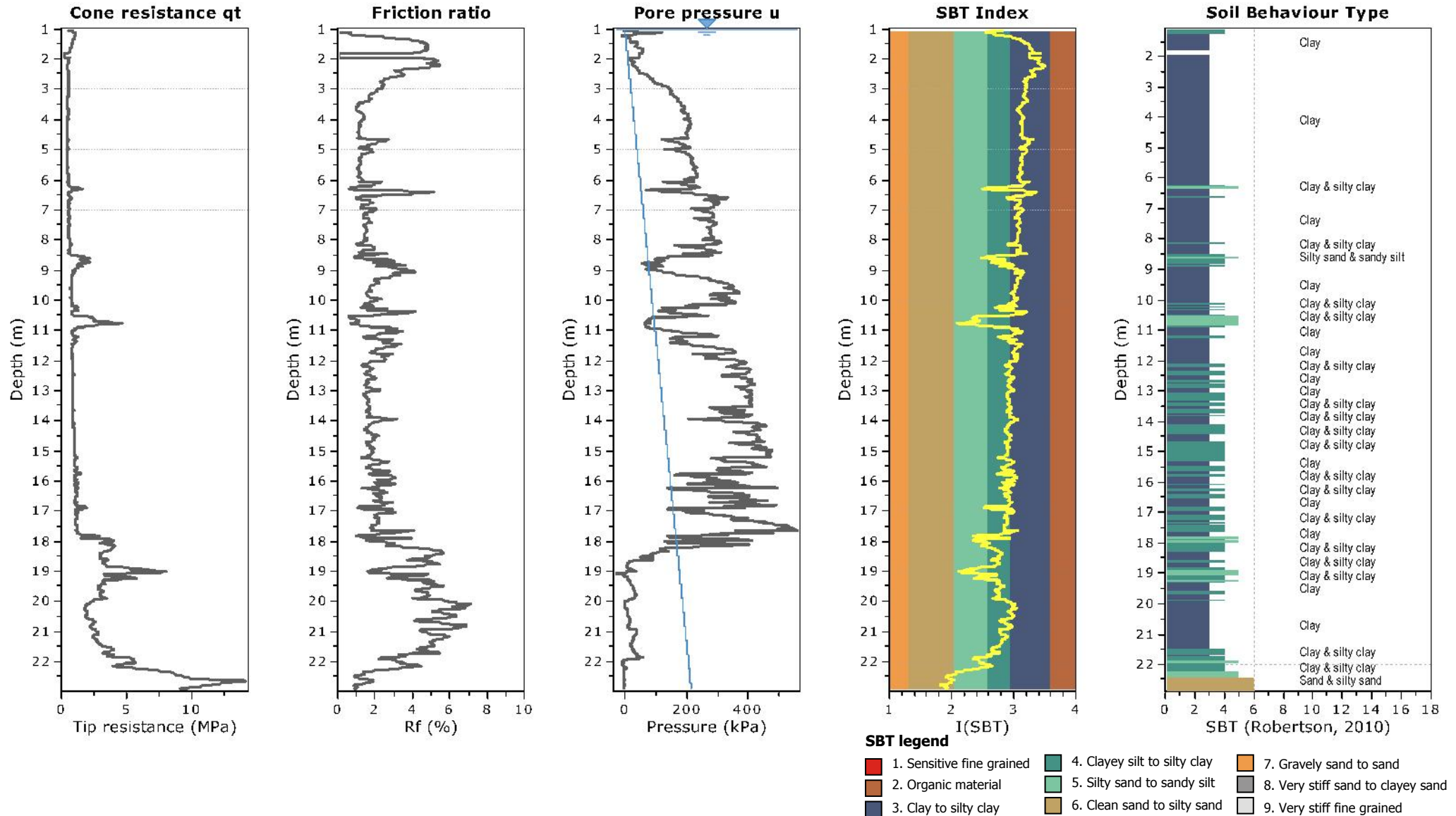


Fuzzy classification legend

- Highly probable clayey soil
- Highly probable mixture soil
- Highly probable sandy soil

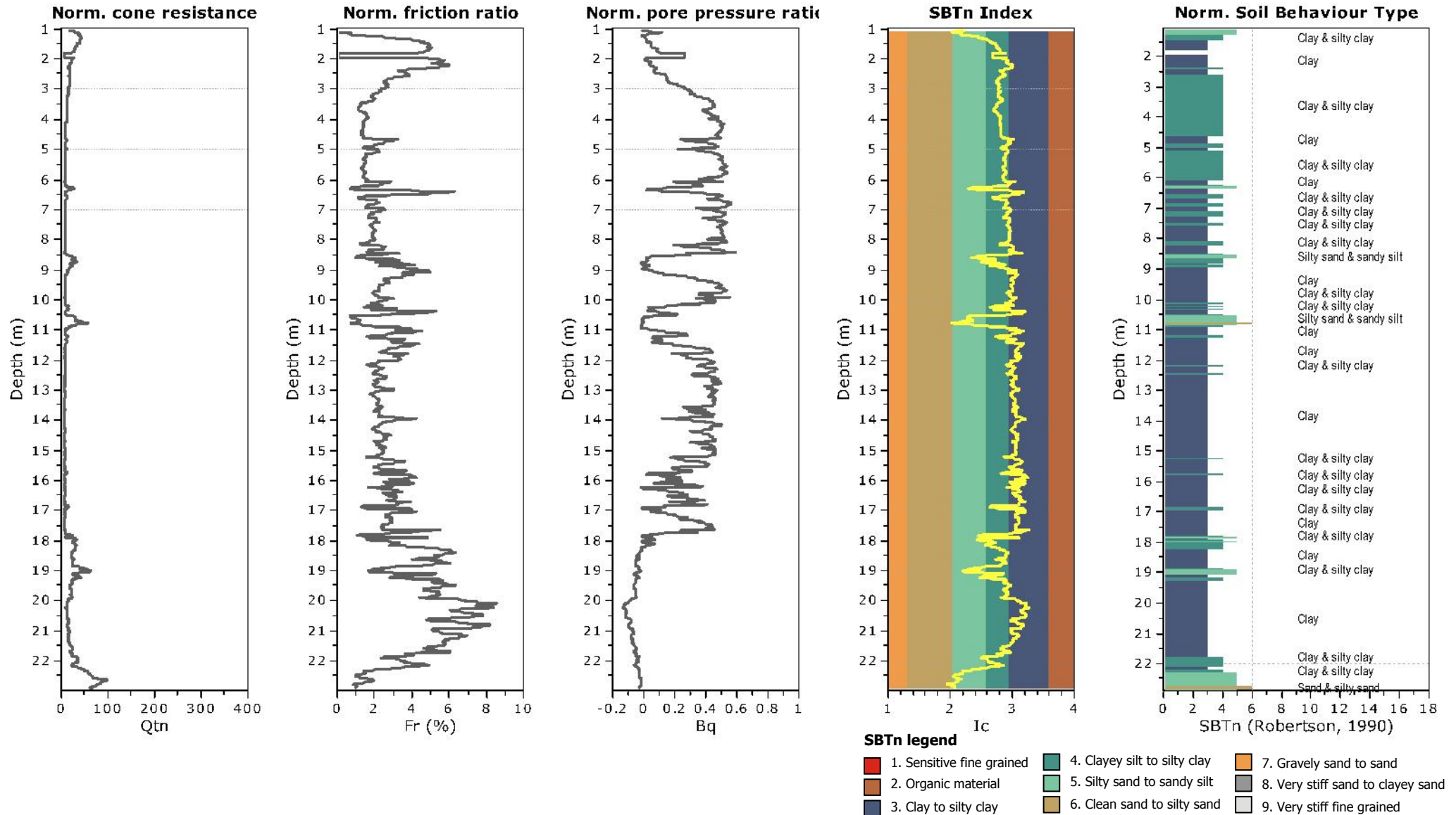
Project: BRISAS DE PROCARSA

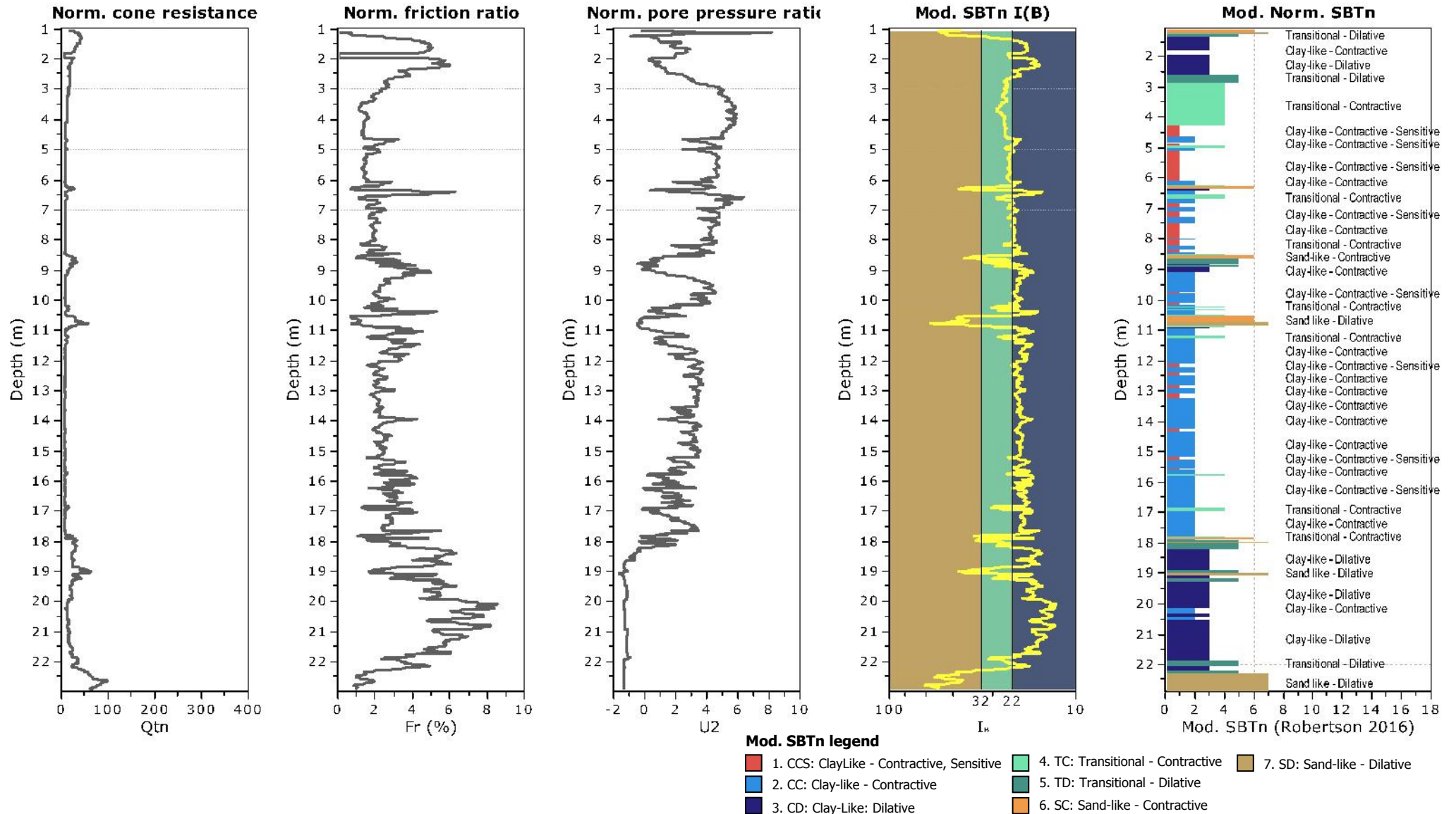
Location: DURAN, ECUADOR



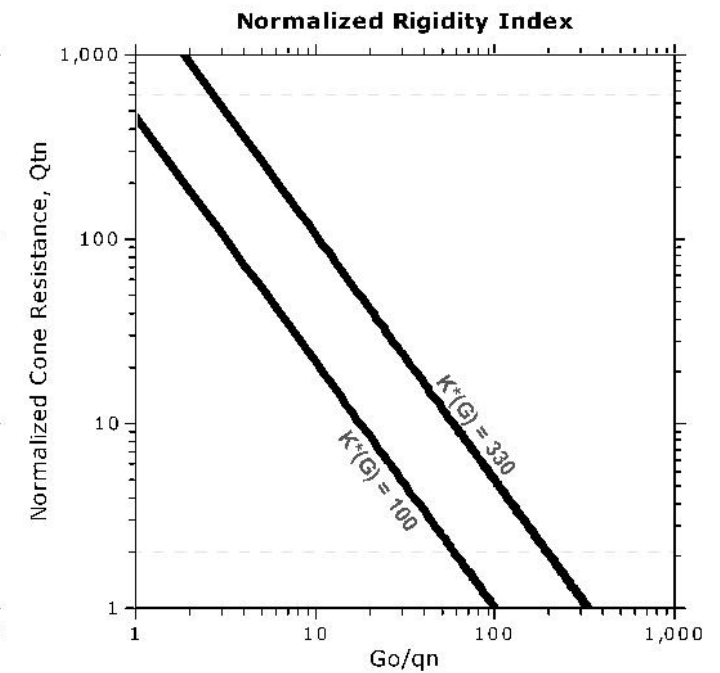
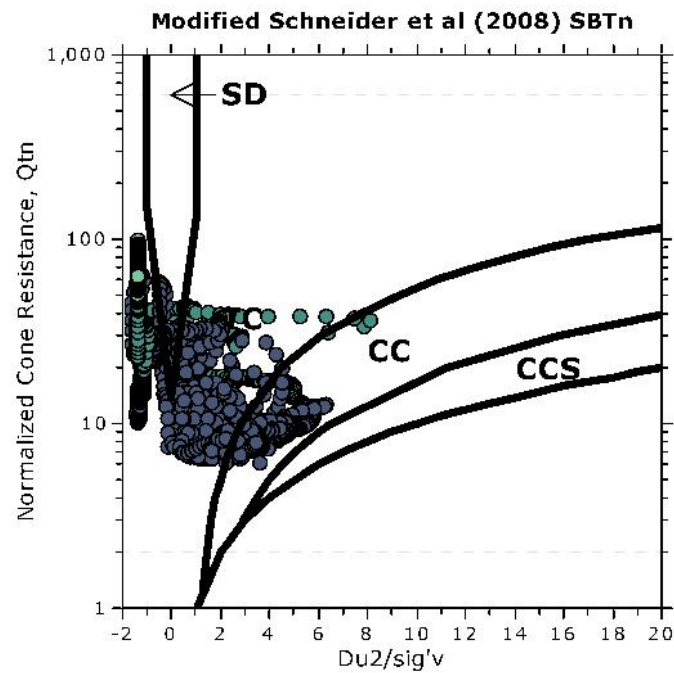
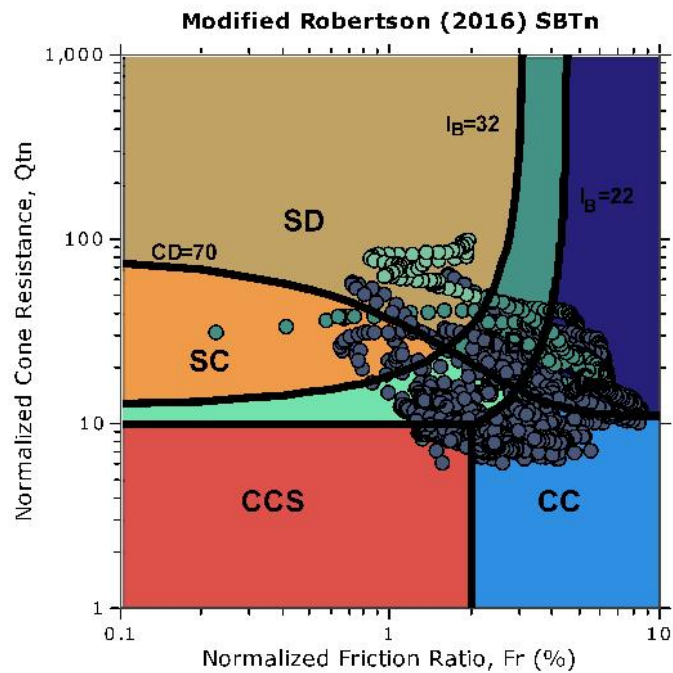
Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR





Updated SBTn plots

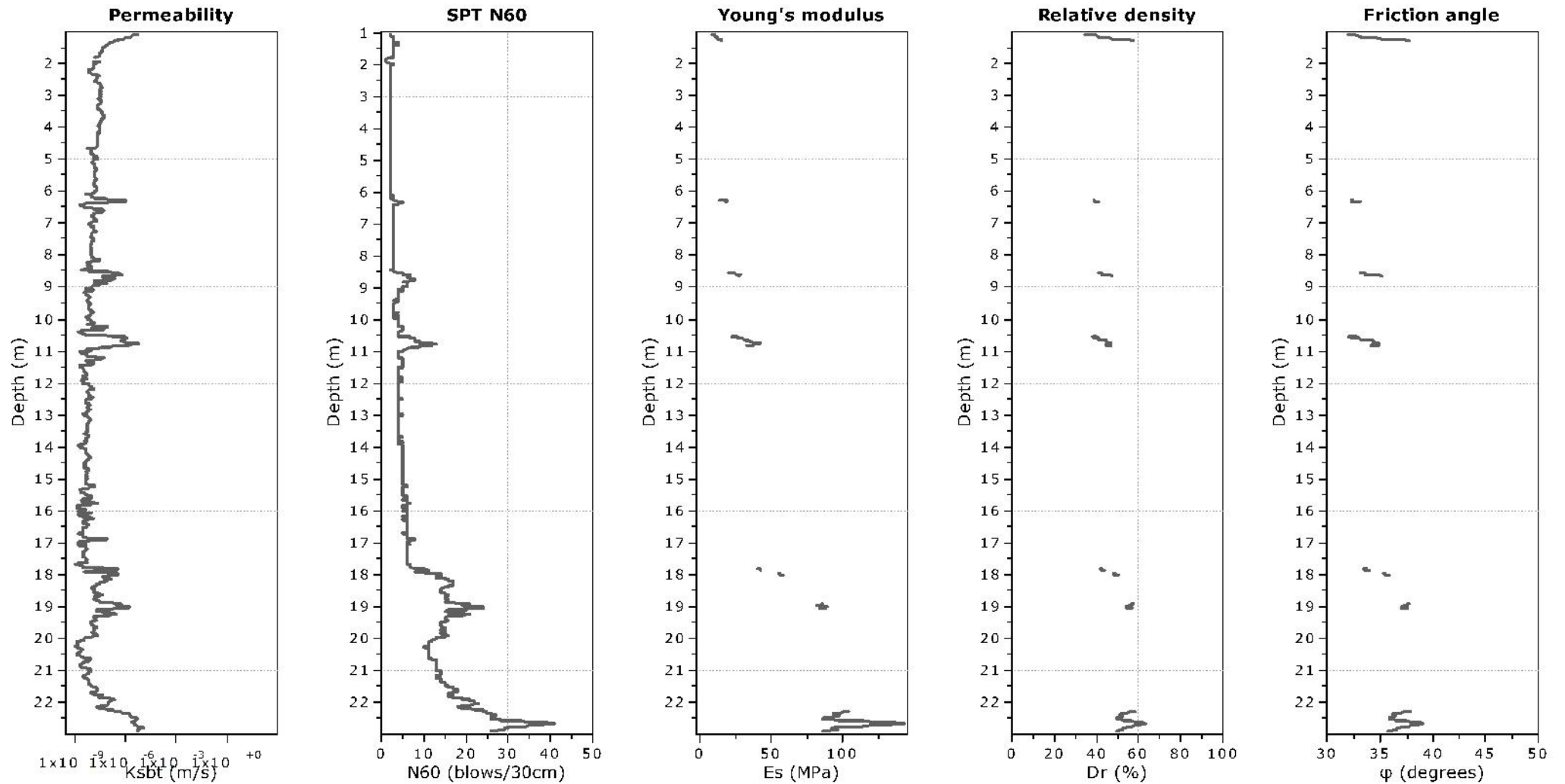


CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive
CC: Clay-like - Contractive
CD: Clay-like - Dilative
TC: Transitional - Contractive
TD: Transitional - Dilative
SC: Sand-like - Contractive
SD: Sand-like - Dilative

$K^*(G) > 330$: Soils with significant microstructure
(e.g. age/cementation)

Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR



Calculation parameters

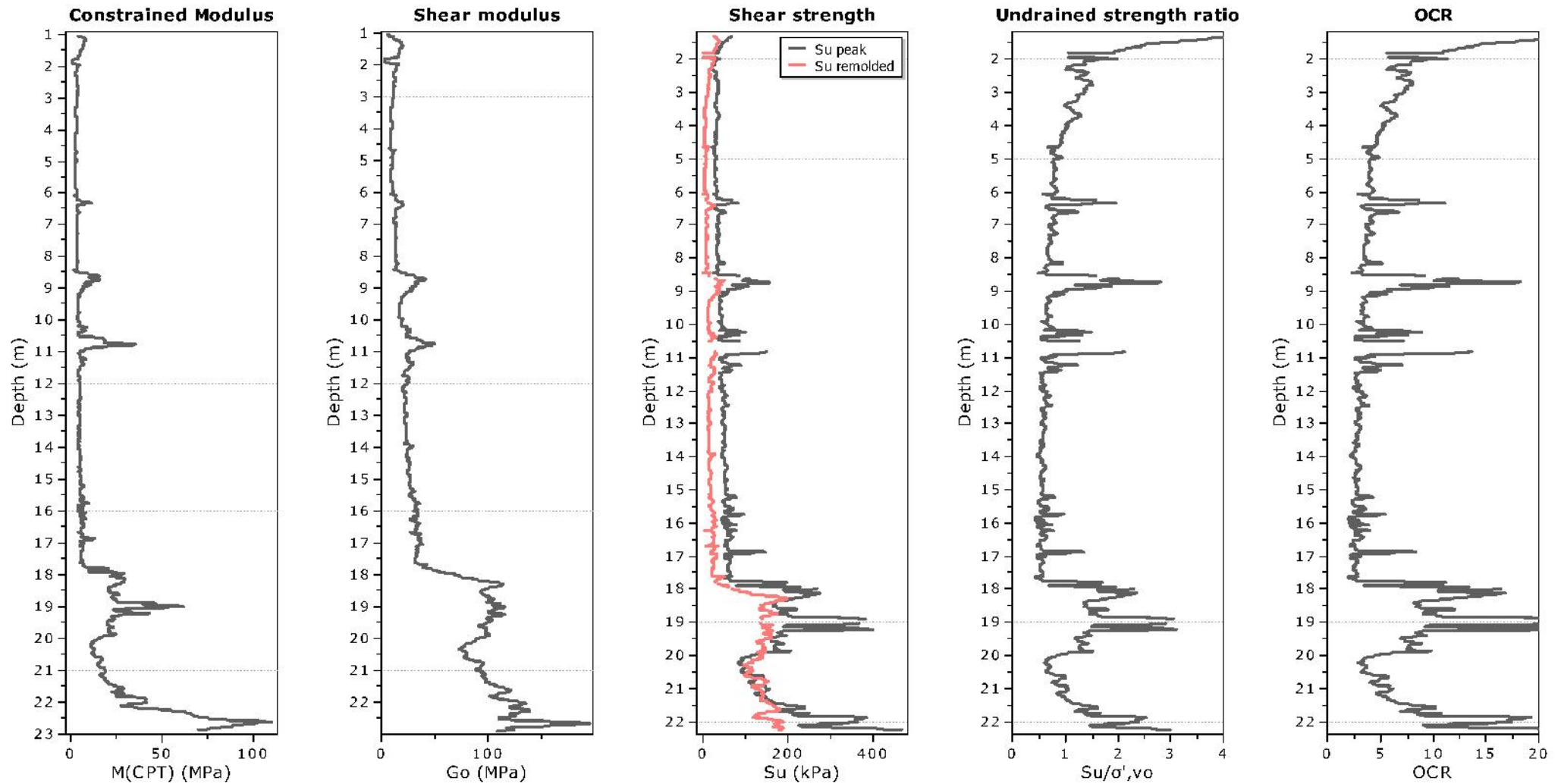
Permeability: Based on SBT_n

SPT N_{60} : Based on I_c and q_t

Young's modulus: Based on variable alpha using I_c (Robertson, 2009)

Relative density constant, C_{Dr} : 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)



Calculation parameters

Constrained modulus: Based on variable alpha using I_c and Q_{tn} (Robertson, 2009)

Go: Based on variable alpha using I_c (Robertson, 2009)

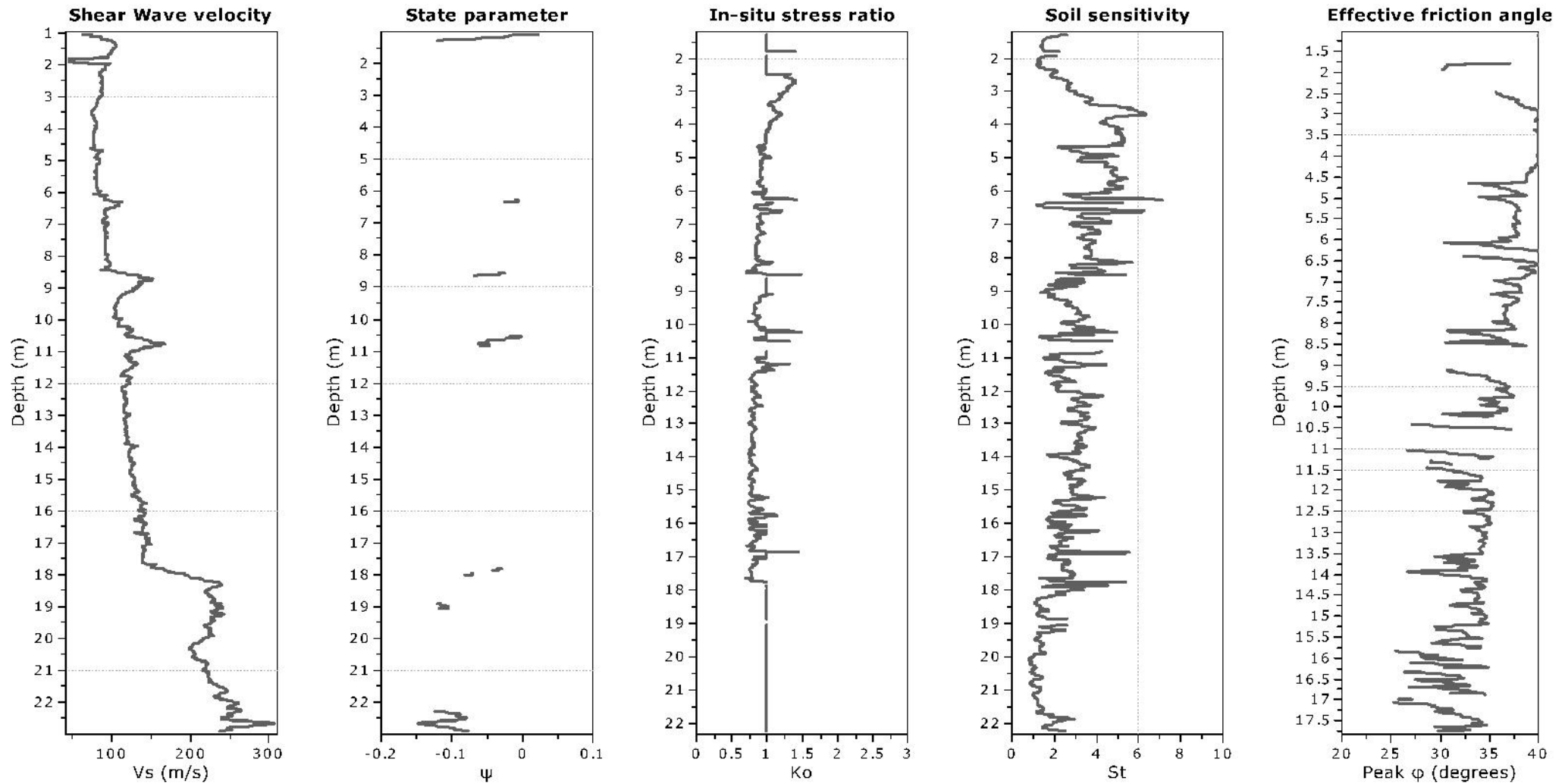
Undrained shear strength cone factor for clays, N_{kt} : Auto

OCR factor for clays, N_{kt} : Auto

—●— Flat Dilatometer Test data

Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR

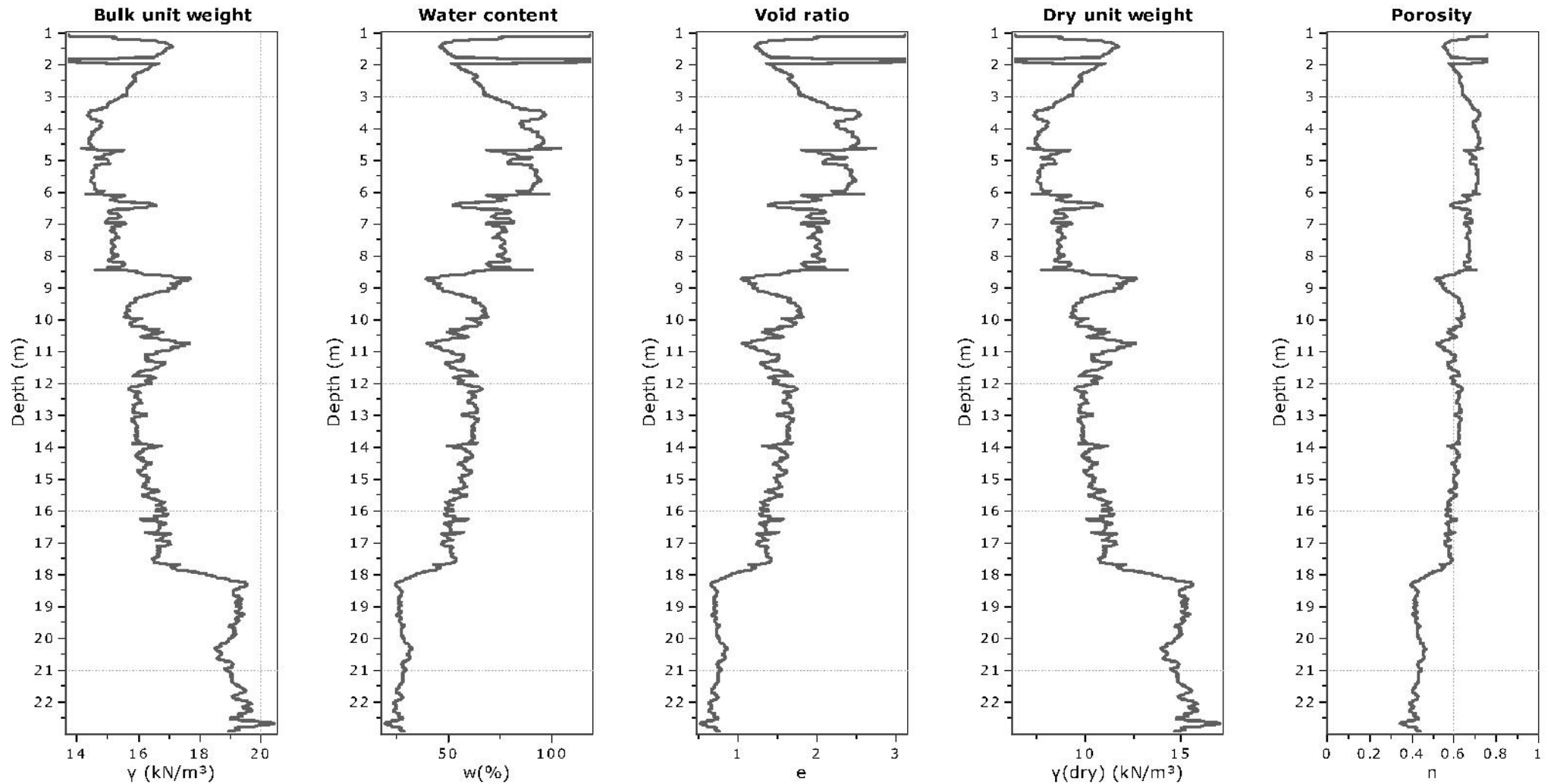


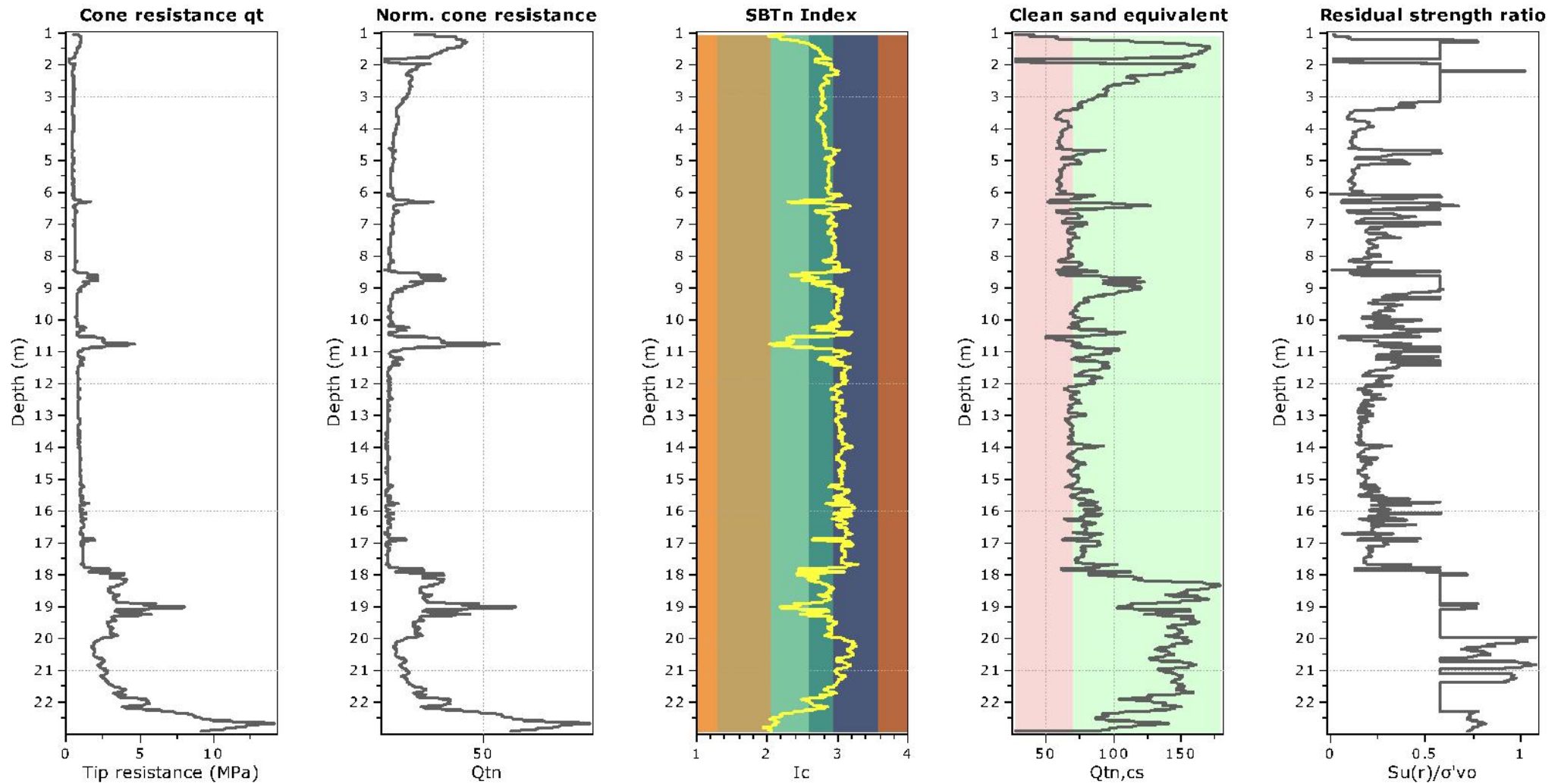
Calculation parameters

Soil Sensitivity factor, N_s : 7.00

Project: BRISAS DE PROCARSA

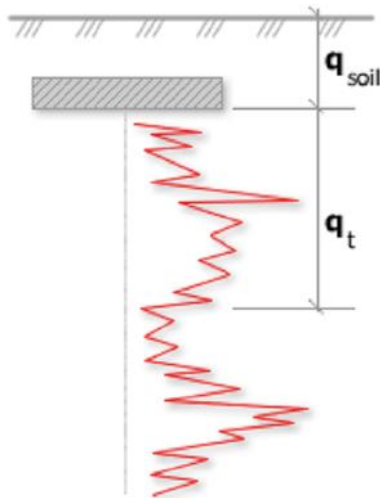
Location: DURAN, ECUADOR





Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR



Bearing Capacity calculation is performed based on the formula:

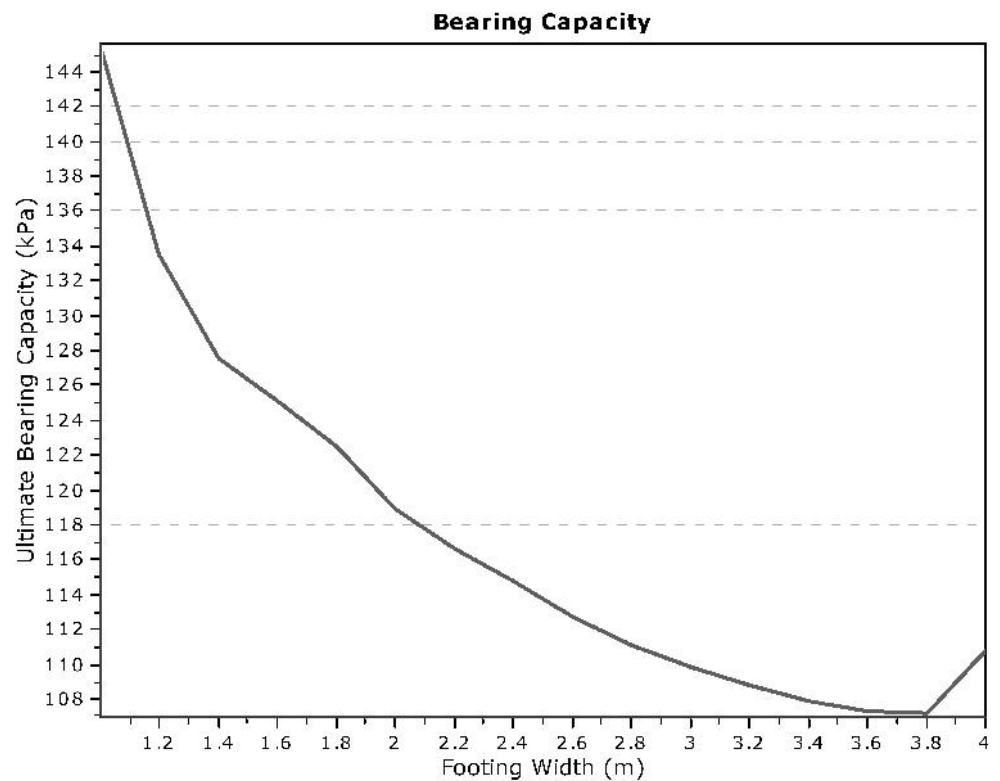
$$Q_{ult} = R_k \times q_t + q_{soil}$$

where:

R_k : Bearing capacity factor

q_t : Average corrected cone resistance over calculation depth

q_{soil} : Pressure applied by soil above footing

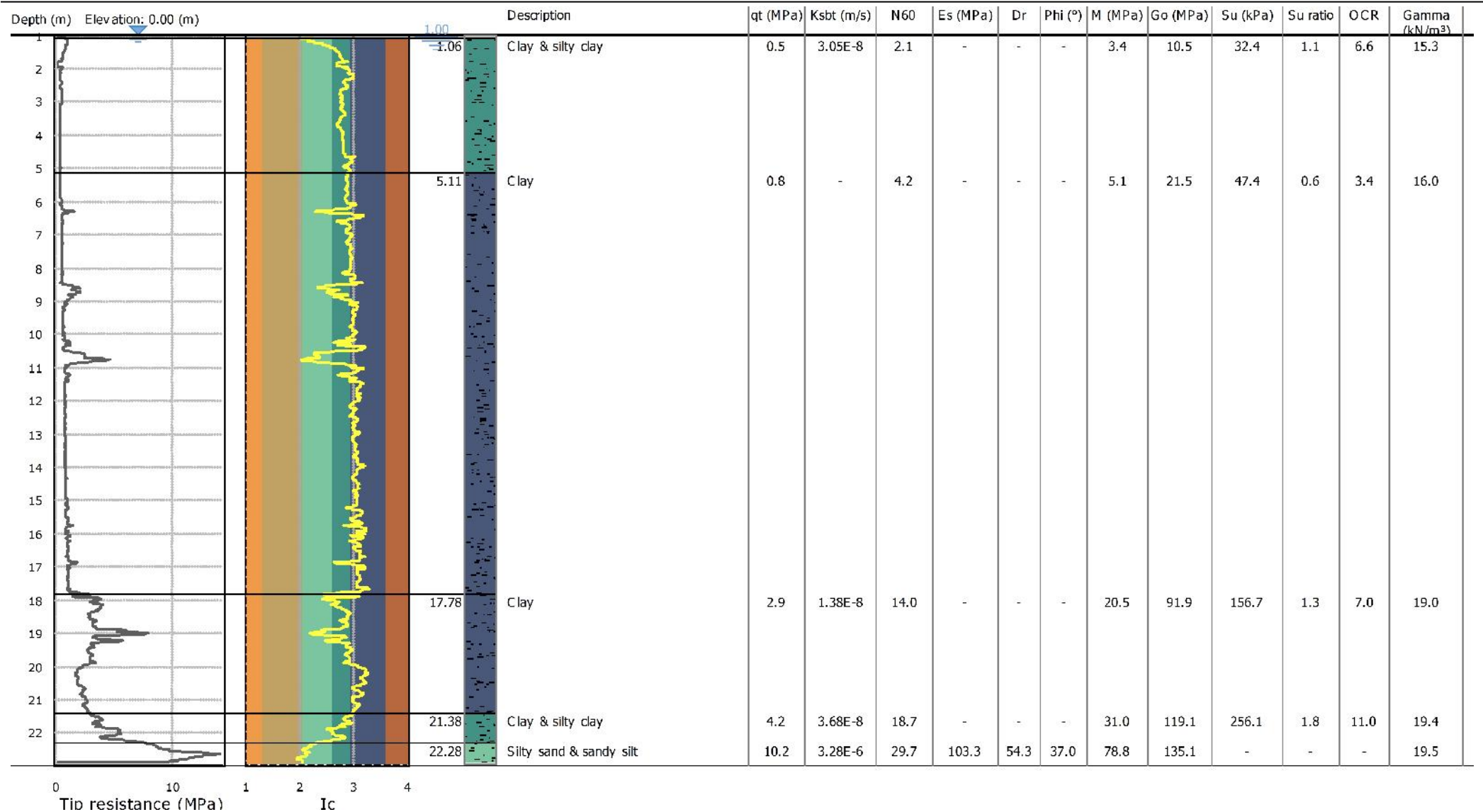


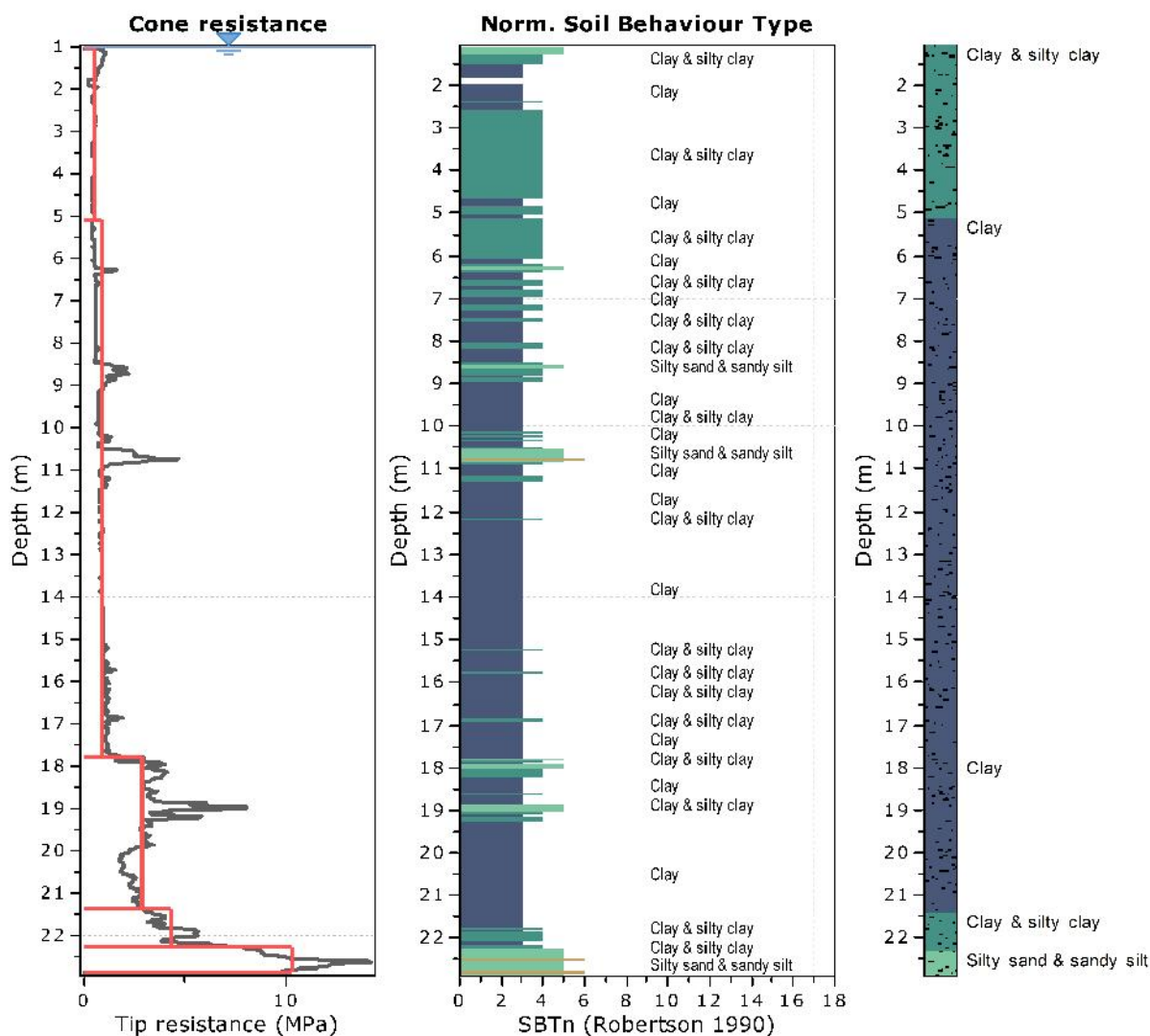
:: Tabular results ::

No	B (m)	Start Depth (m)	End Depth (m)	Ave. q_t (MPa)	R_k	Soil Press. (kPa)	Ult. bearing cap. (kPa)
1	1.00	0.50	2.00	0.68	0.20	9.50	145.35
2	1.20	0.50	2.30	0.62	0.20	9.50	133.50
3	1.40	0.50	2.60	0.59	0.20	9.50	127.58
4	1.60	0.50	2.90	0.58	0.20	9.50	125.08
5	1.80	0.50	3.20	0.56	0.20	9.50	122.46
6	2.00	0.50	3.50	0.55	0.20	9.50	118.87
7	2.20	0.50	3.80	0.54	0.20	9.50	116.67
8	2.40	0.50	4.10	0.53	0.20	9.50	114.80
9	2.60	0.50	4.40	0.52	0.20	9.50	112.75
10	2.80	0.50	4.70	0.51	0.20	9.50	111.06
11	3.00	0.50	5.00	0.50	0.20	9.50	109.89
12	3.20	0.50	5.30	0.50	0.20	9.50	108.84
13	3.40	0.50	5.60	0.49	0.20	9.50	107.91
14	3.60	0.50	5.90	0.49	0.20	9.50	107.28
15	3.80	0.50	6.20	0.49	0.20	9.50	107.20
16	4.00	0.50	6.50	0.51	0.20	9.50	110.75

Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR





Tabular results

::: Layer No: 1 :::

Code: Layer_1 **Start depth:** 1.06 (m), **End depth:** 5.11 (m)

Description: Clay & silty clay

Basic results

Total cone resistance: 0.48 ± 0.17 MPa

Sleeve friction: 7.98 ± 10.37 kPa

Ic: 2.77 ± 0.16

σ_v' : 24.89 ± 6.47 kPa

SBT_n: 4

SBTn description: Clay & silty clay

Schneider zone: Zone 1a

Schneider desc.: Silts and low Ir clays

Estimation results

Permeability: $3.05E-08 \pm 4.48E-07$ m/s

N_{60} : 2.11 ± 0.50 blows

Es: 0.00 ± 0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ± 0.00

ϕ (degrees): 0.00 ± 0.00 °

Unit weight: 15.30 ± 0.87 kN/m³

Constrained Mod.: 3.38 ± 1.44 MPa

Go: 10.53 ± 3.32 MPa

Su: 32.36 ± 7.51 kPa

Su ratio: 1.06 ± 0.59

O.C.R.: 6.63 ± 3.93

::: Layer No: 2 :::**Code:** Layer_2 **Start depth:** 5.11 (m), **End depth:** 17.78 (m)**Description:** Clay**Basic results**

Total cone resistance: 0.83 ±0.46 MPa

Sleeve friction: 14.81 ±8.71 kPa

Ic: 2.96 ±0.18

 σ_v' : 70.03 ±23.34 kPaSBT_n: 3

SBTn description: Clay

Schneider zone: N/A

Schneider desc.: N/A

Estimation results

Permeability: 0.00E+00 ±3.90E-07 m/s

N₆₀: 4.17 ±1.58 blows

Es: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

 ϕ (degrees): 0.00 ±0.00 °Unit weight: 16.02 ±0.72 kN/m³

Constrained Mod.: 5.05 ±3.57 MPa

Go: 21.46 ±8.53 MPa

Su: 47.44 ±18.19 kPa

Su ratio: 0.62 ±0.22

O.C.R.: 3.42 ±1.80

::: Layer No: 3 :::**Code:** Layer_3 **Start depth:** 17.78 (m), **End depth:** 21.38 (m)**Description:** Clay**Basic results**

Total cone resistance: 2.89 ±1.10 MPa

Sleeve friction: 126.00 ±30.81 kPa

Ic: 2.89 ±0.23

 σ_v' : 131.04 ±9.64 kPaSBT_n: 3

SBTn description: Clay

Schneider zone: N/A

Schneider desc.: N/A

Estimation results

Permeability: 1.38E-08 ±2.30E-07 m/s

N₆₀: 13.97 ±2.74 blows

Es: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

 ϕ (degrees): 0.00 ±0.00 °Unit weight: 18.96 ±0.41 kN/m³

Constrained Mod.: 20.49 ±8.88 MPa

Go: 91.88 ±13.93 MPa

Su: 156.71 ±60.14 kPa

Su ratio: 1.33 ±0.51

O.C.R.: 7.05 ±4.27

::: Layer No: 4 :::**Code:** Layer_4 **Start depth:** 21.38 (m), **End depth:** 22.28 (m)**Description:** Clay & silty clay**Basic results**

Total cone resistance: 4.24 ±1.10 MPa

Sleeve friction: 160.67 ±20.07 kPa

Ic: 2.75 ±0.16

 σ_v' : 152.15 ±2.52 kPaSBT_n: 4

SBTn description: Clay & silty clay

Schneider zone: N/A

Schneider desc.: N/A

Estimation results

Permeability: 3.68E-08 ±9.28E-08 m/s

N₆₀: 18.69 ±2.81 blows

Es: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

 ϕ (degrees): 0.00 ±0.00 °Unit weight: 19.39 ±0.19 kN/m³

Constrained Mod.: 31.01 ±8.78 MPa

Go: 119.05 ±11.06 MPa

Su: 256.08 ±80.27 kPa

Su ratio: 1.81 ±0.48

O.C.R.: 11.05 ±4.59

::: Layer No: 5 :::**Code:** Layer_5 **Start depth:** 22.28 (m), **End depth:** 22.88 (m)**Description:** Silty sand & sandy silt**Basic results**

Total cone resistance: 10.23 ±1.87 MPa

Sleeve friction: 132.96 ±54.67 kPa

Ic: 2.12 ±0.09

 σ_v' : 159.35 ±1.71 kPaSBT_n: 5

SBTn description: Silty sand & sandy silt

Schneider zone: Zone 3

Schneider desc.: Transitional soils

Estimation results

Permeability: 3.28E-06 ±2.52E-06 m/s

N₆₀: 29.75 ±4.83 blows

Es: 103.28 ±17.06 MPa

Dr (%): 54.33 ±3.98

 ϕ (degrees): 37.01 ±0.98 °Unit weight: 19.51 ±0.43 kN/m³

Constrained Mod.: 78.80 ±14.94 MPa

Go: 135.09 ±25.88 MPa

Su: 0.00 ±0.00 kPa

Su ratio: 0.00 ±0.00

O.C.R.: 0.00 ±0.00

Project: **BRISAS DE PROCARSA**

Location: **DURAN, ECUADOR**

Summary table of mean values

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{N60} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r (%)	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G ₀ (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
1.06	4.05	3.05E-08	2.1	0.0	0.0	0.0	3.4	10.5	32.4	1.1	6.6	15.3
5.11		(±4.48E-07)	(±0.5)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±1.4)	(±3.3)	(±7.5)	(±0.6)	(±3.9)	(±0.9)
5.11	12.67	0.00E+00	4.2	0.0	0.0	0.0	5.1	21.5	47.4	0.6	3.4	16.0
17.78		(±3.90E-07)	(±1.6)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±3.6)	(±8.5)	(±18.2)	(±0.2)	(±1.8)	(±0.7)
17.78	3.60	1.38E-08	14.0	0.0	0.0	0.0	20.5	91.9	156.7	1.3	7.0	19.0
21.38		(±2.30E-07)	(±2.7)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±8.9)	(±13.9)	(±60.1)	(±0.5)	(±4.3)	(±0.4)
21.38	0.90	3.68E-08	18.7	0.0	0.0	0.0	31.0	119.1	256.1	1.8	11.0	19.4
22.28		(±9.28E-08)	(±2.8)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±8.8)	(±11.1)	(±80.3)	(±0.5)	(±4.6)	(±0.2)
22.28	0.60	3.28E-06	29.7	103.3	54.3	37.0	78.8	135.1	0.0	0.0	0.0	19.5
22.88		(±2.52E-06)	(±4.8)	(±17.1)	(±4.0)	(±1.0)	(±14.9)	(±25.9)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.4)

Depth values presented in this table are measured from free ground surface

Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

:: Unit Weight, g (kN/m^3) ::

$$g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1.236 \right)$$

where g_w = water unit weight

:: Permeability, k (m/s) ::

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$$

:: N_{60} (blows per 30 cm) ::

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

:: Young's Modulus, E_s (MPa) ::

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

(applicable only to $I_c < I_{c_cutoff}$)

:: Relative Density, D_r (%) ::

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad (\text{applicable only to } SBT_n: 5, 6, 7 \text{ and } 8 \text{ or } I_c < I_{c_cutoff})$$

:: State Parameter, ψ ::

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$$

:: Drained Friction Angle, ϕ (°) ::

$$\phi = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable only to $SBT_n: 5, 6, 7$ and 8 or $I_c < I_{c_cutoff}$)

:: 1-D constrained modulus, M (MPa) ::

If $I_c > 2.20$
 $\alpha = 14$ for $Q_{tn} > 14$
 $\alpha = Q_{tn}$ for $Q_{tn} \leq 14$
 $M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$

If $I_c \geq 2.20$

$$M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$$

:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) ::

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) ::

$$V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to $SBT_n: 1, 2, 3, 4$ and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Remolded undrained shear strength, $S_{u(rem)}$ (kPa) ::

$$S_{u(rem)} = f_s \quad (\text{applicable only to } SBT_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9 \text{ or } I_c > I_{c_cutoff})$$

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

$$k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to $SBT_n: 1, 2, 3, 4$ and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: In situ Stress Ratio, K_0 ::

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$$

(applicable only to $SBT_n: 1, 2, 3, 4$ and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Soil Sensitivity, S_t ::

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to $SBT_n: 1, 2, 3, 4$ and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Peak Friction Angle, ϕ' (°) ::

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

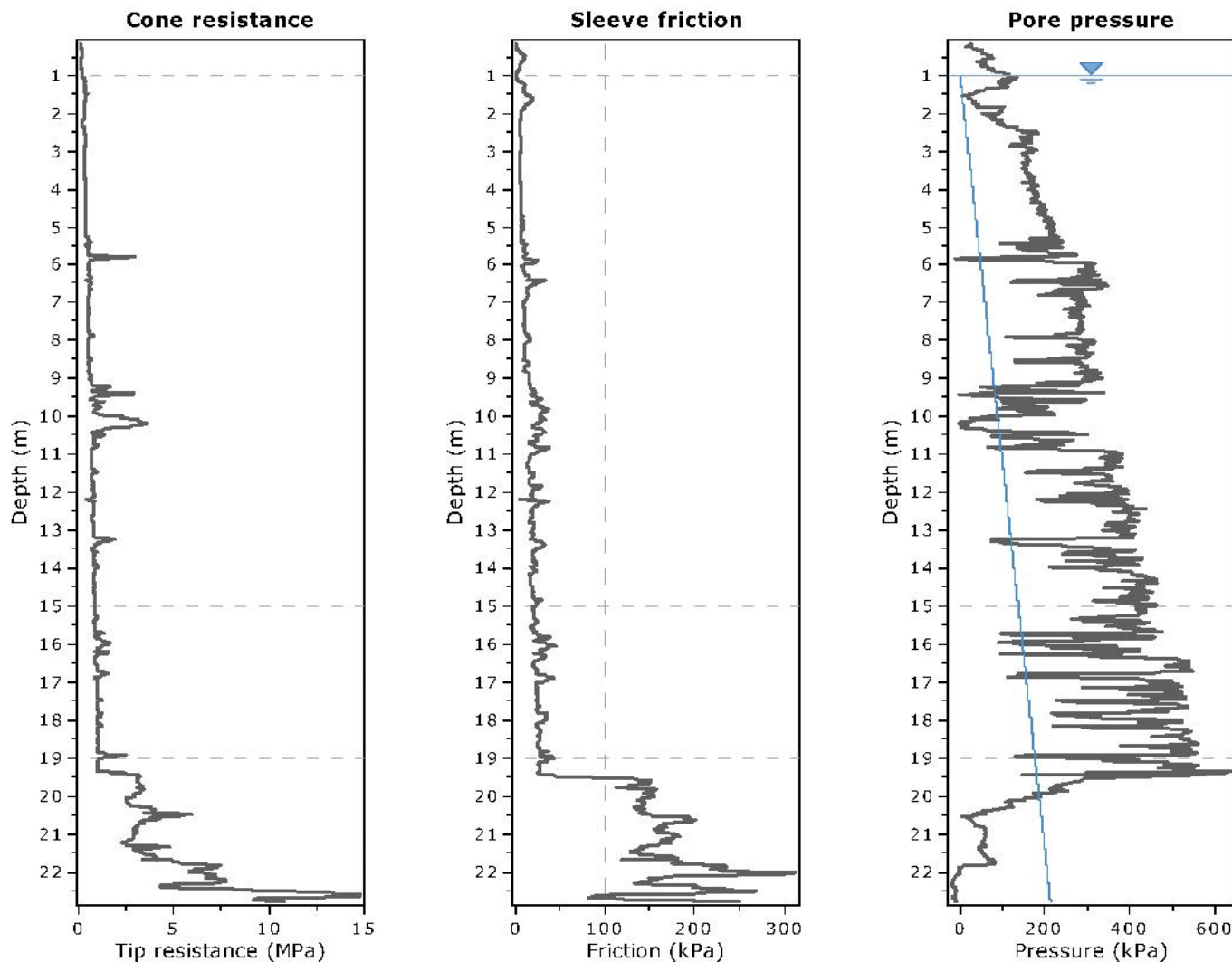
(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)

References

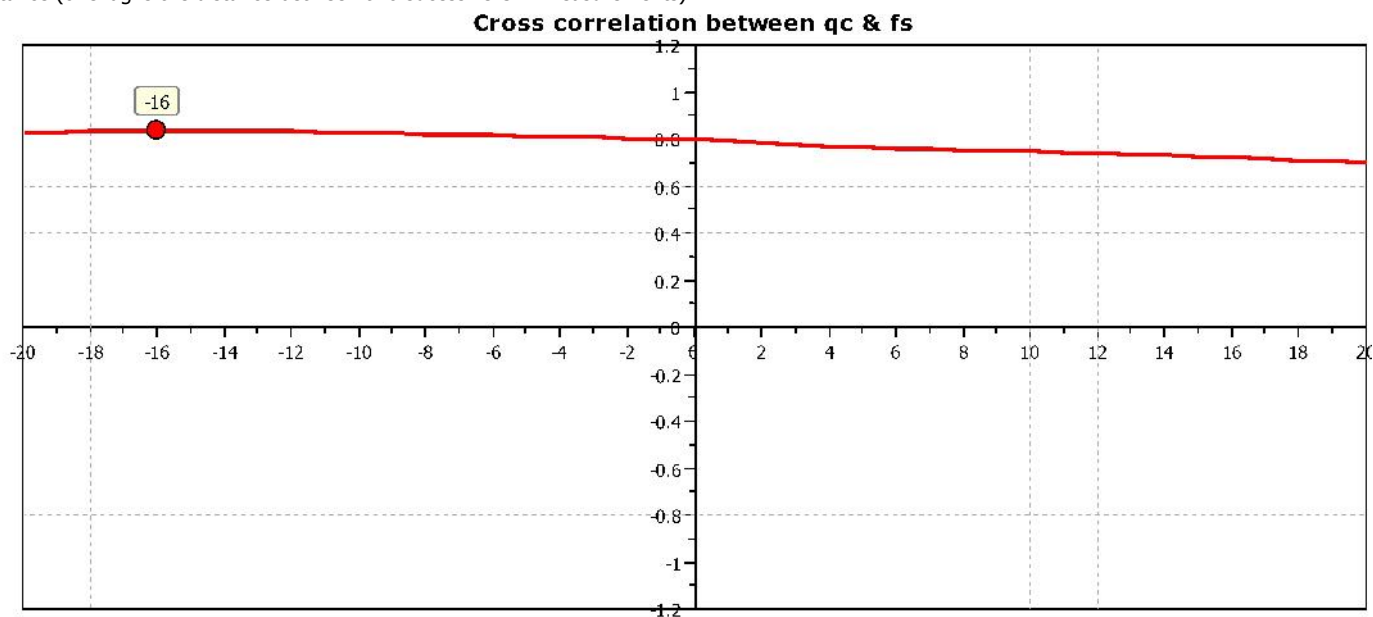
- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5th Edition, November 2012
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337–1355 (2009)
- N Barounis, J Philpot, Estimation of in-situ water content, void ratio, dry unit weight and porosity using CPT for saturated sands, Proc. 20th NZGS Geotechnical Symposium

Project: BRISAS DE PROCARSA

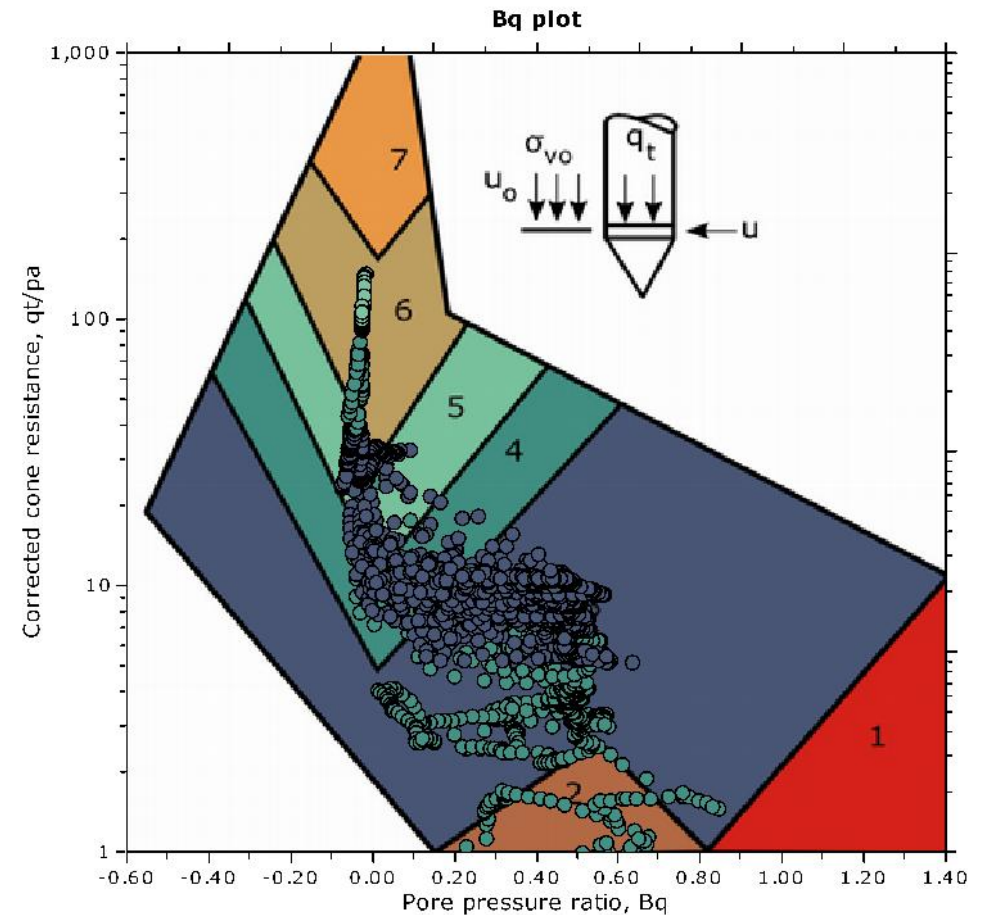
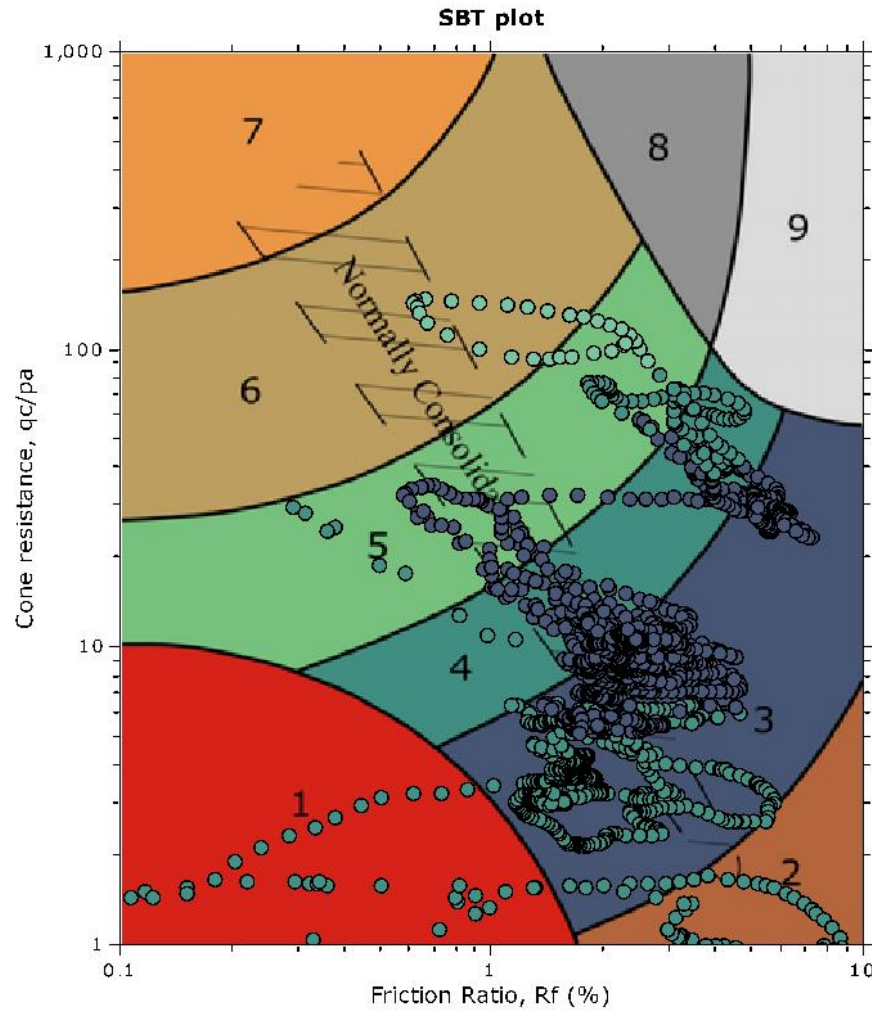
Location: DURAN, ECUADOR



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).



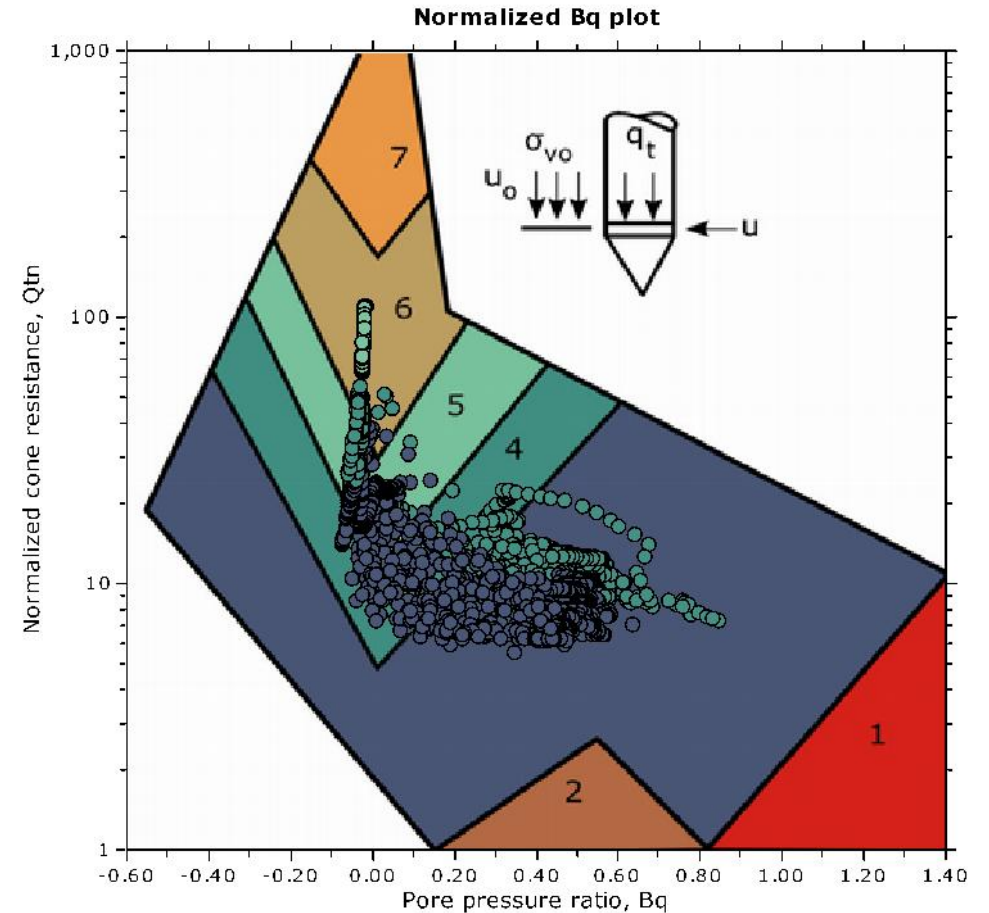
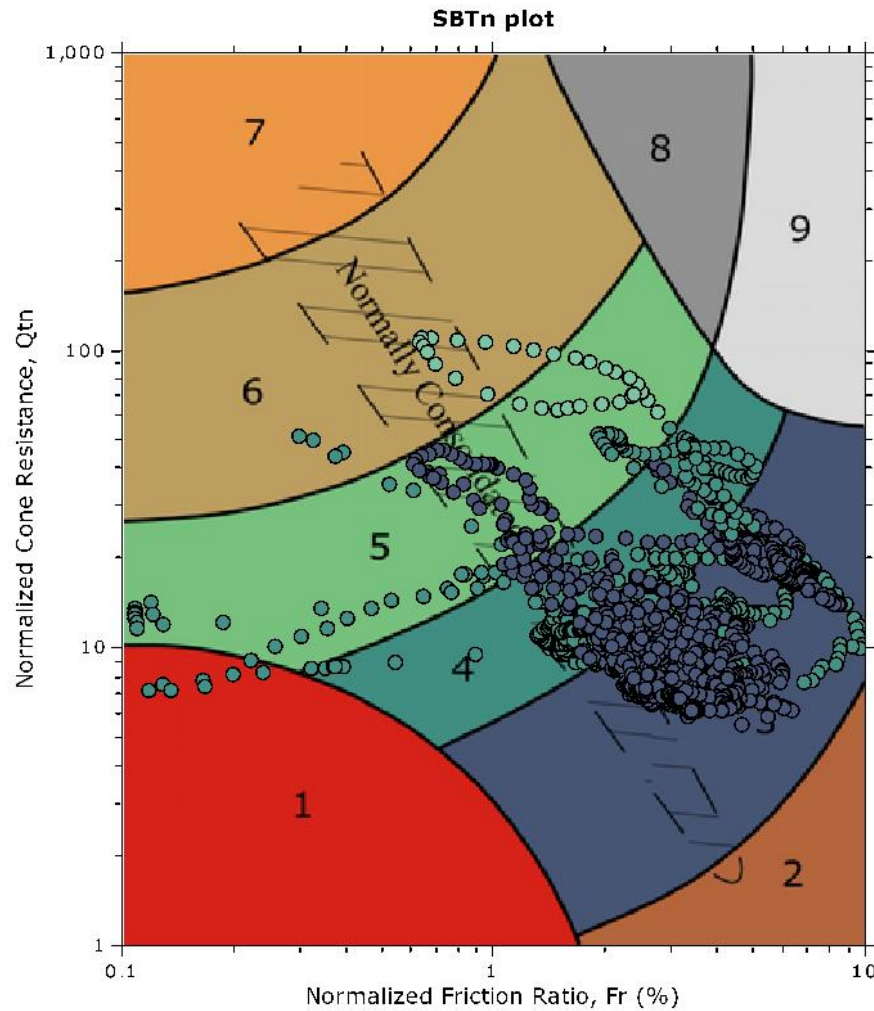
SBT - Bq plots



SBT legend

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

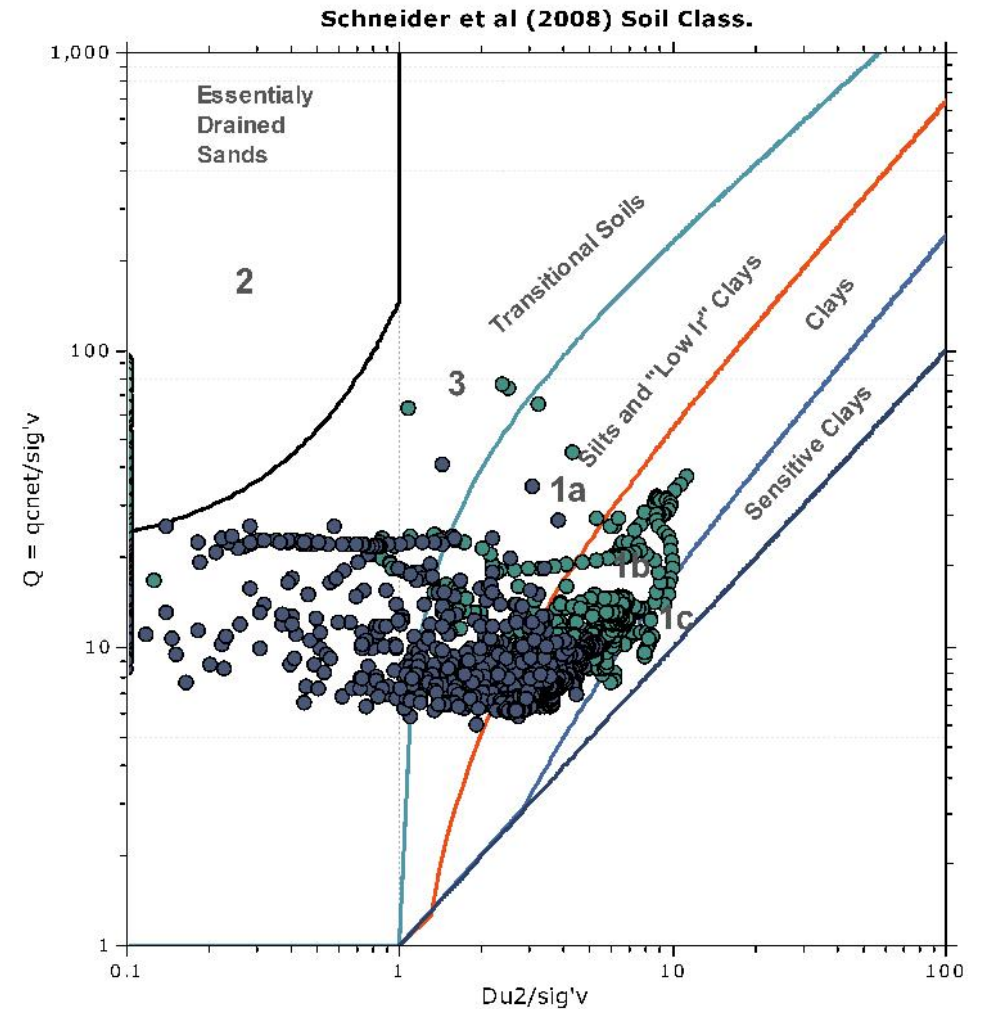
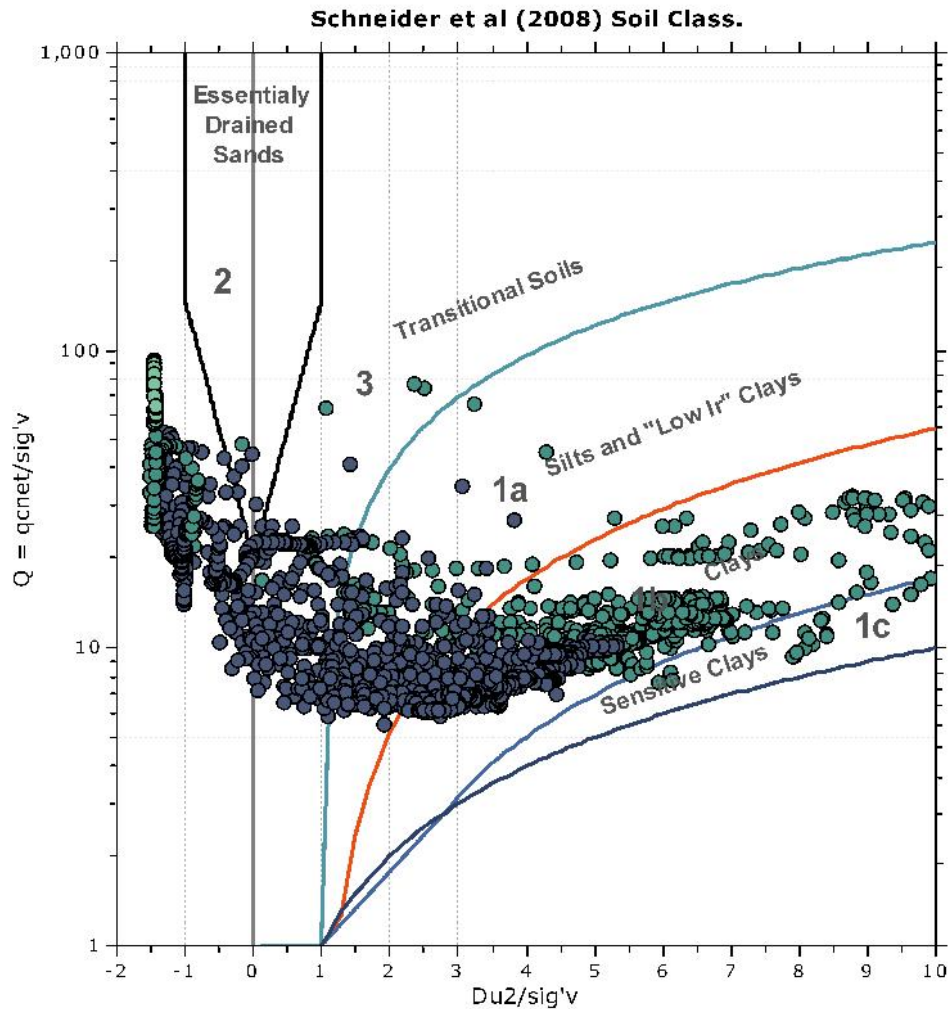
SBT - Bq plots (normalized)



SBTn legend

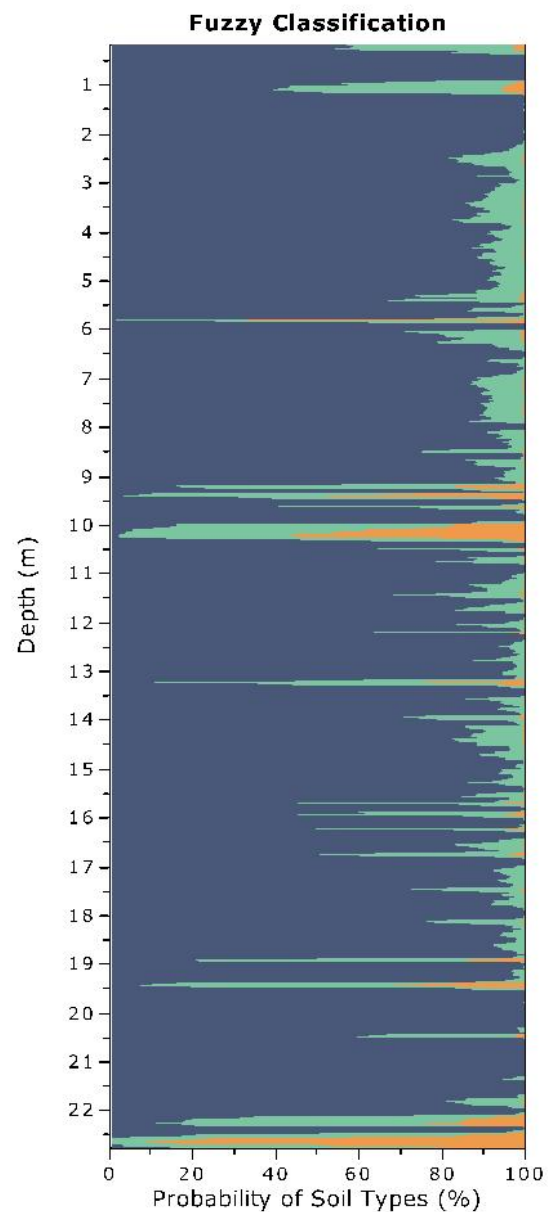
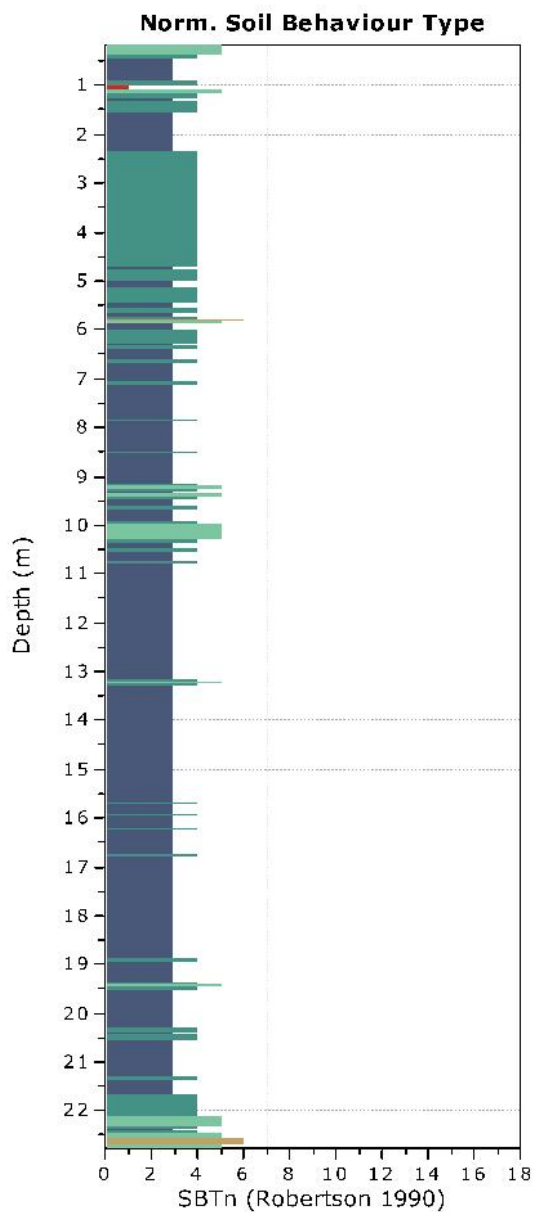
- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

Bq plots (Schneider)



Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR

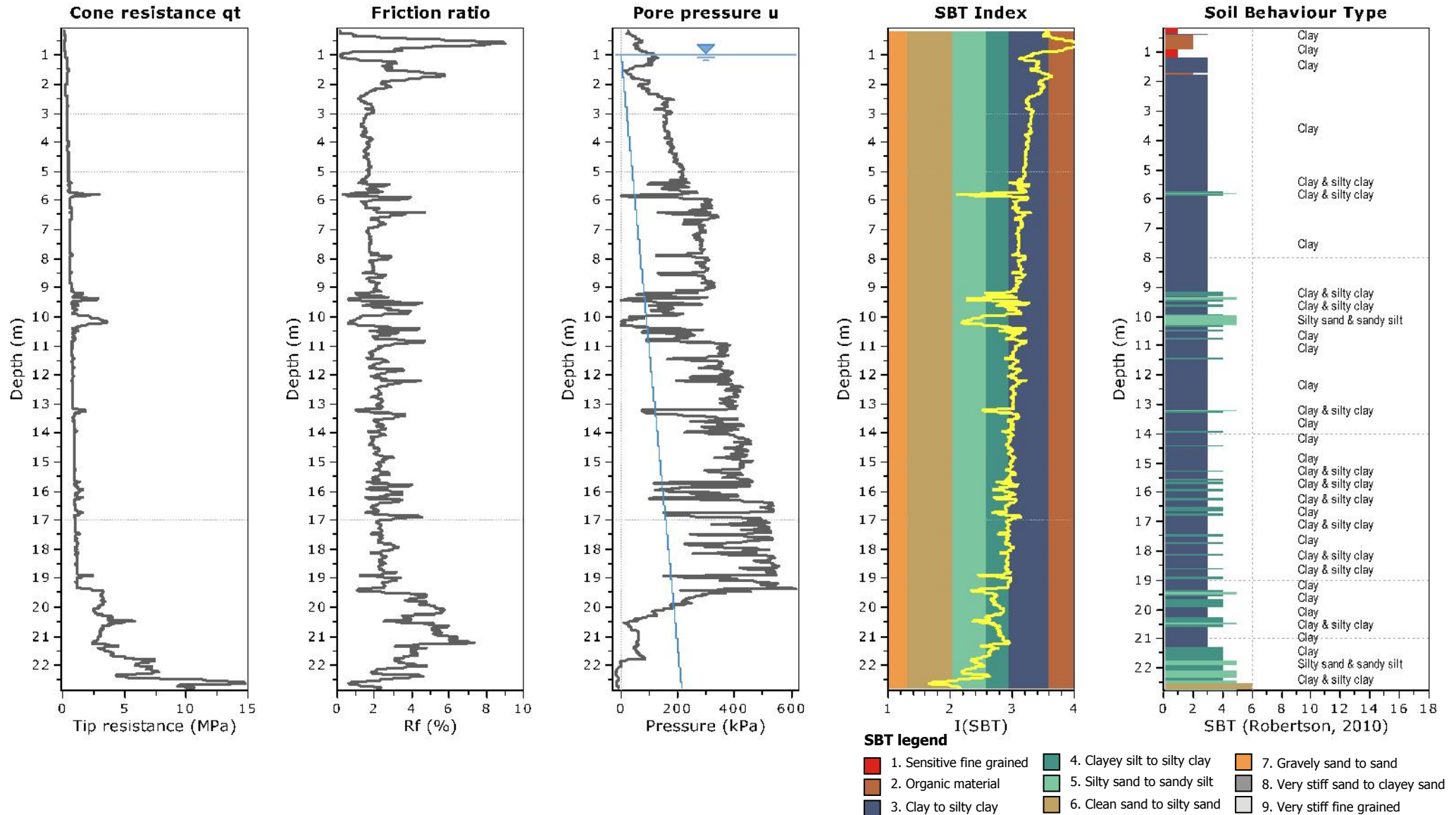


Fuzzy classification legend

- Highly probable clayey soil
- Highly probable mixture soil
- Highly probable sandy soil

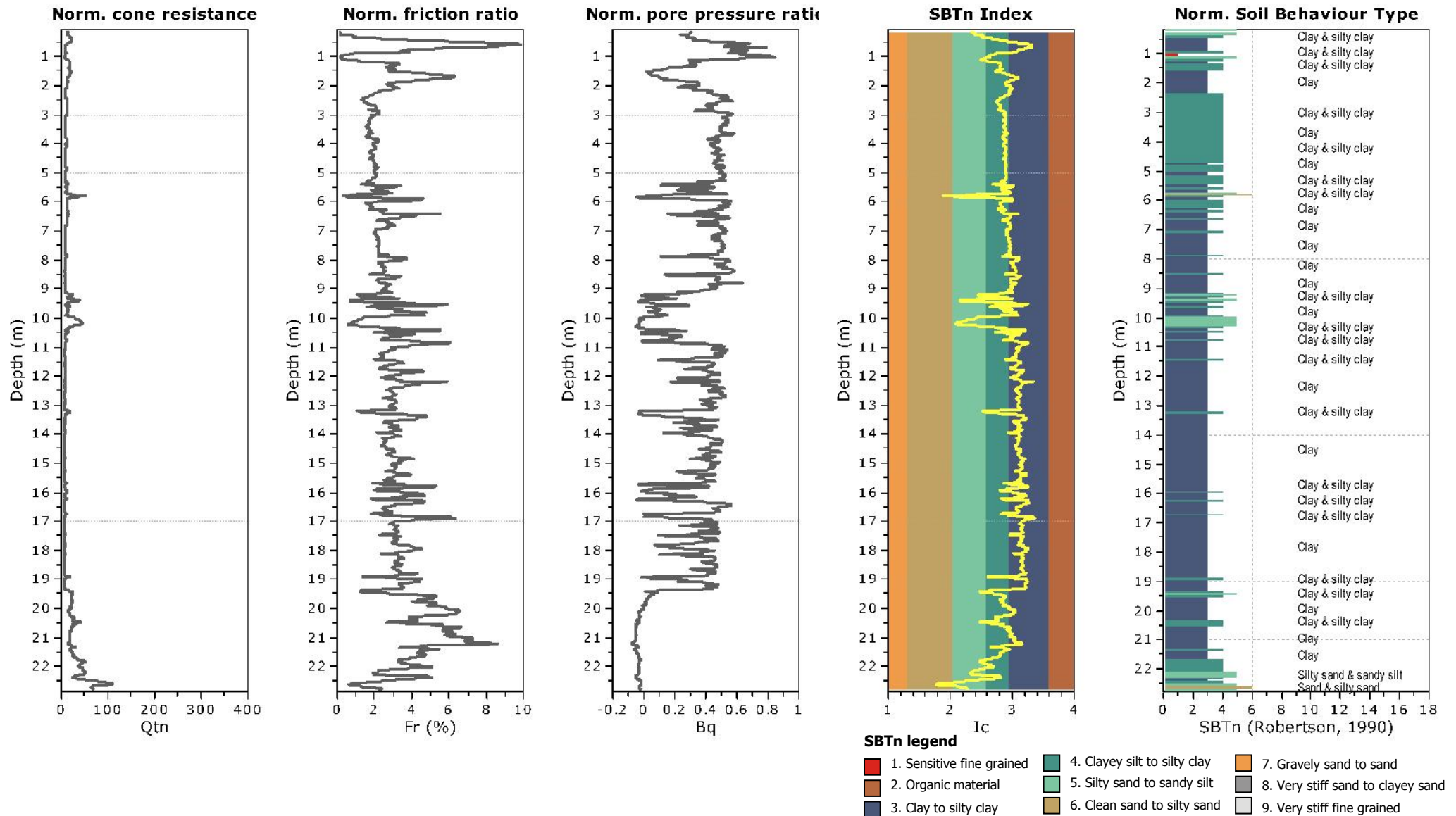
Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR



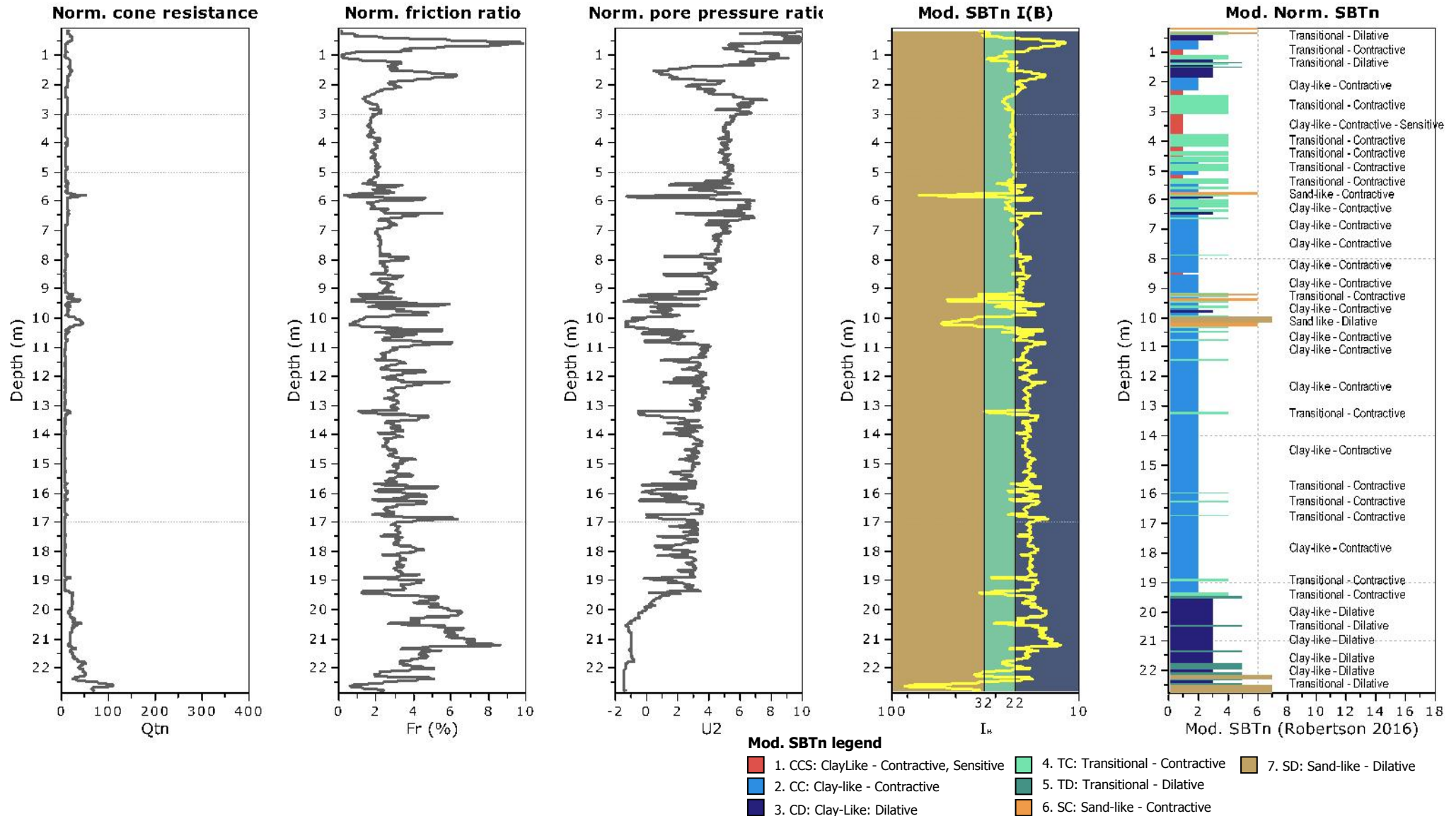
Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR

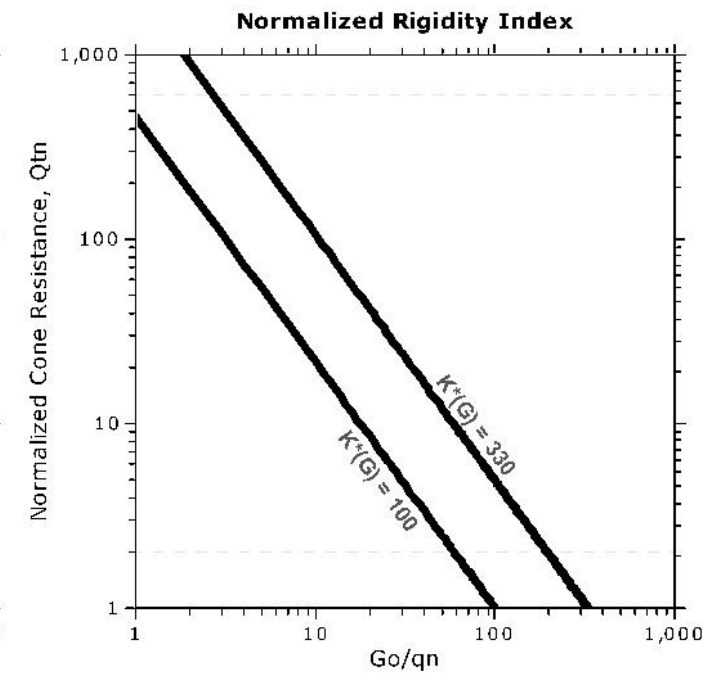
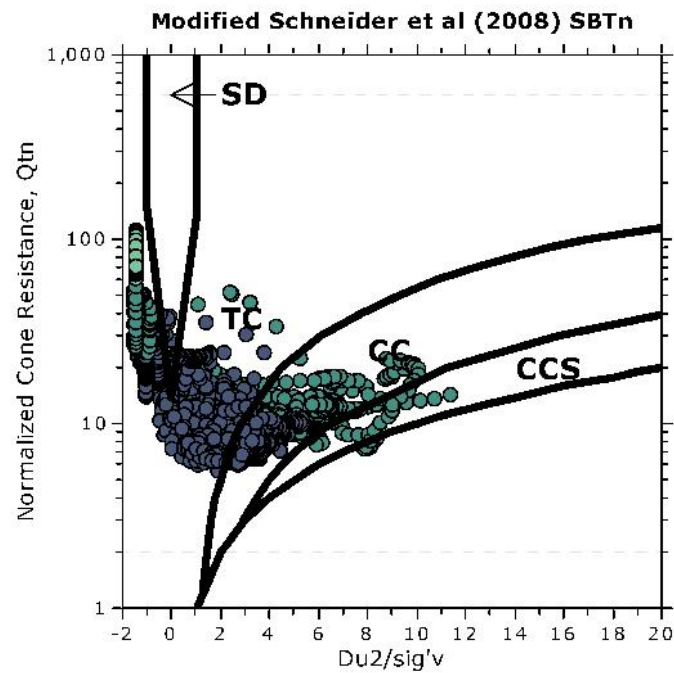
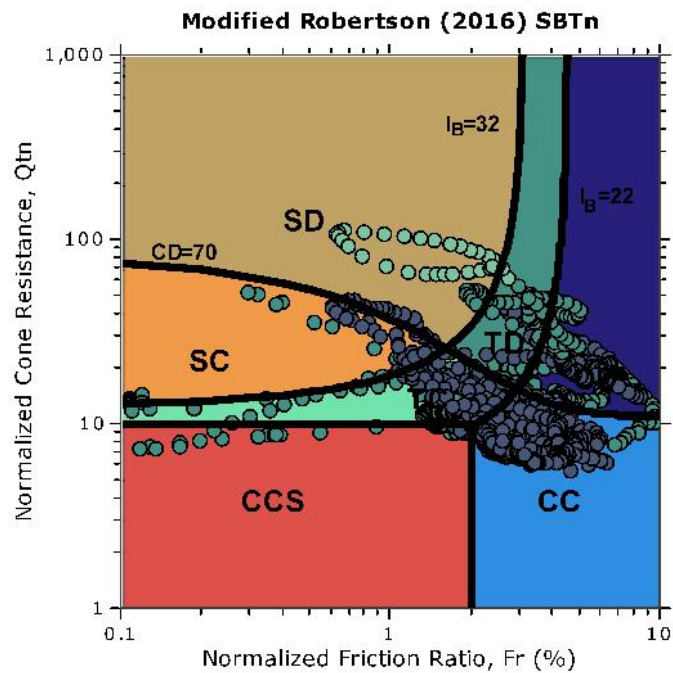


Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR



Updated SBTn plots

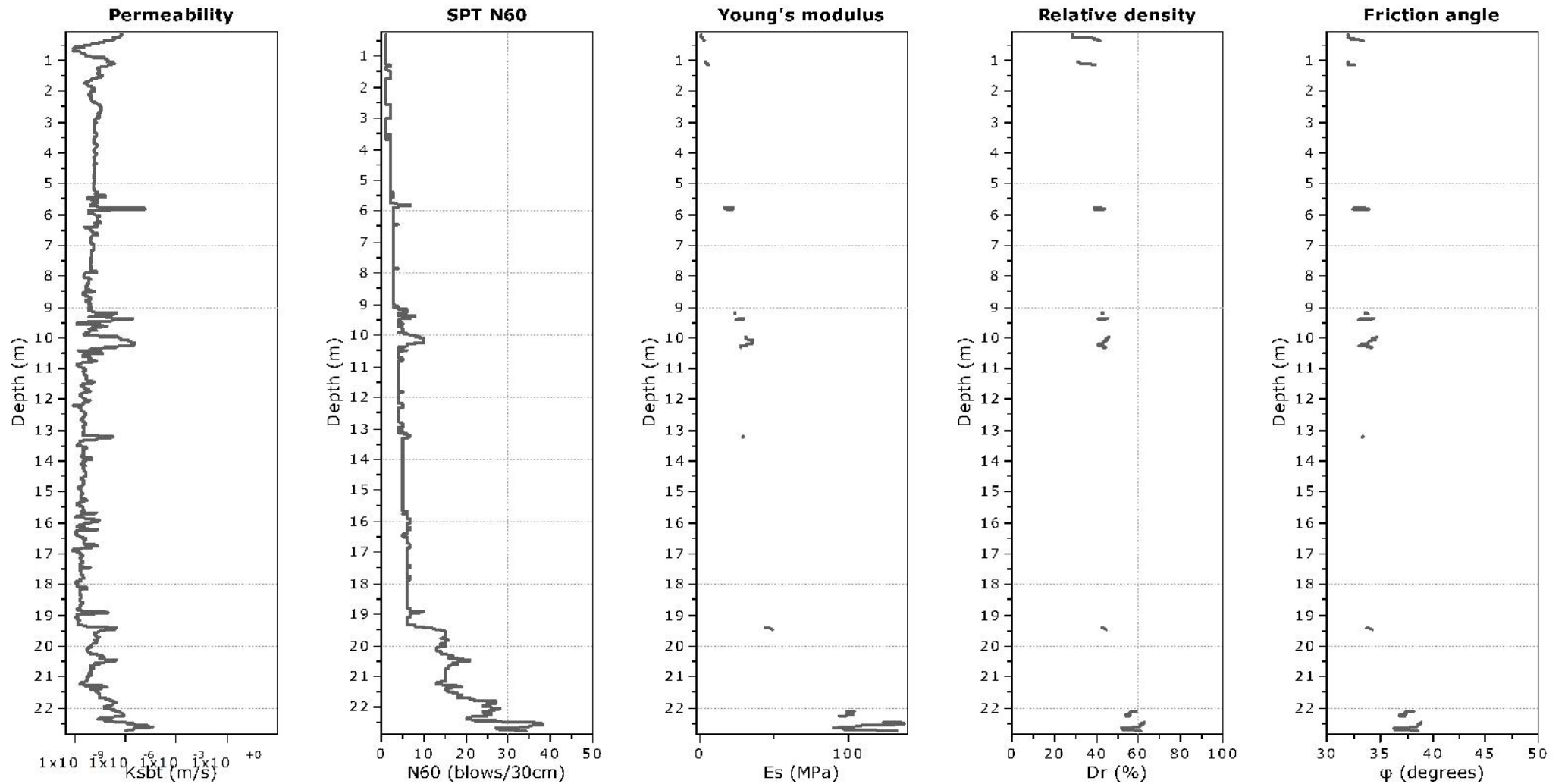


CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive
CC: Clay-like - Contractive
CD: Clay-like - Dilative
TC: Transitional - Contractive
TD: Transitional - Dilative
SC: Sand-like - Contractive
SD: Sand-like - Dilative

$K^*(G) > 330$: Soils with significant microstructure
(e.g. age/cementation)

Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR



Calculation parameters

Permeability: Based on SBT_n

SPT N_{60} : Based on I_c and q_t

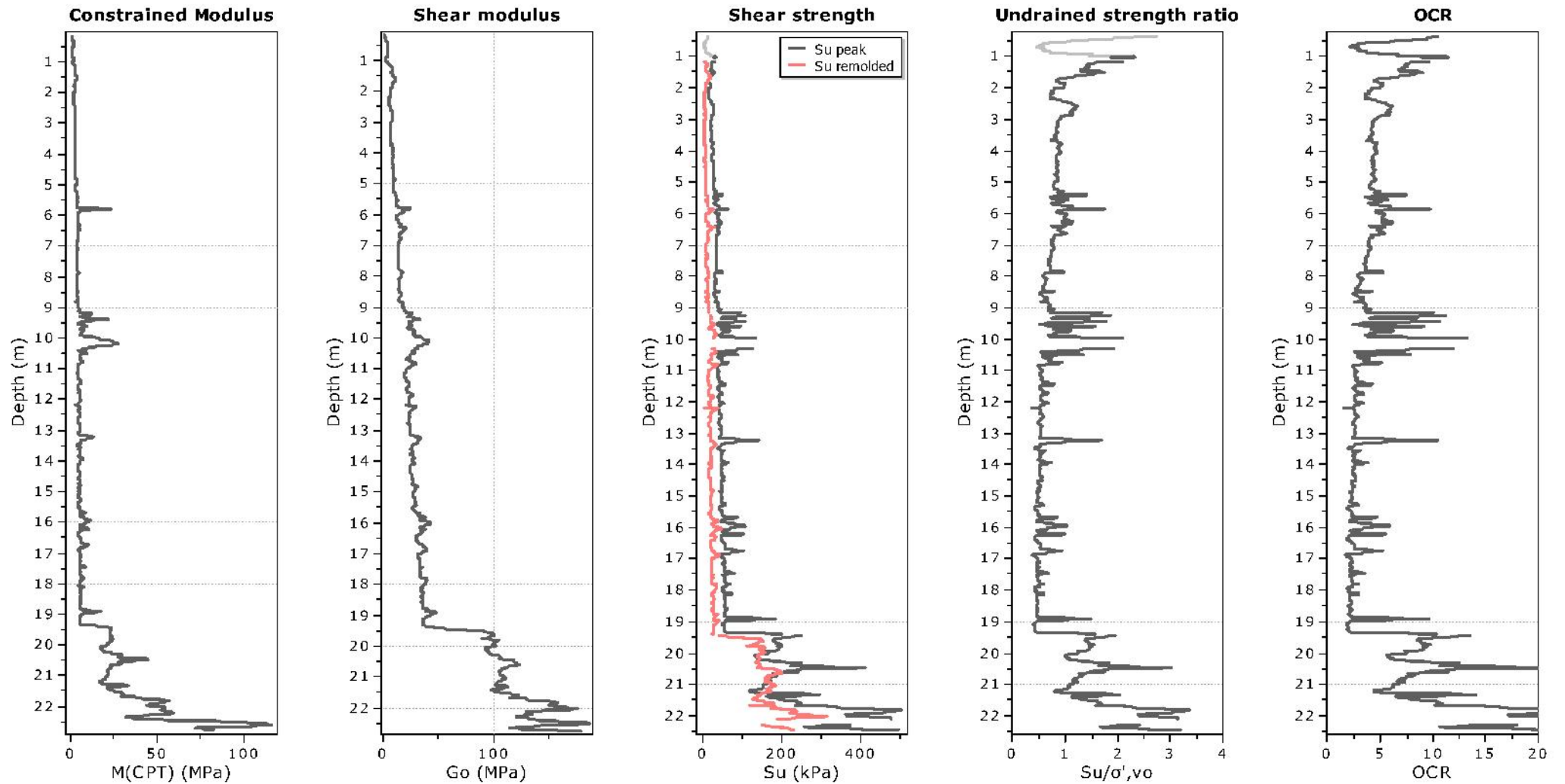
Young's modulus: Based on variable alpha using I_c (Robertson, 2009)

Relative density constant, C_{Dr} : 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR



Calculation parameters

Constrained modulus: Based on variable alpha using I_c and Q_{tn} (Robertson, 2009)

Go: Based on variable alpha using I_c (Robertson, 2009)

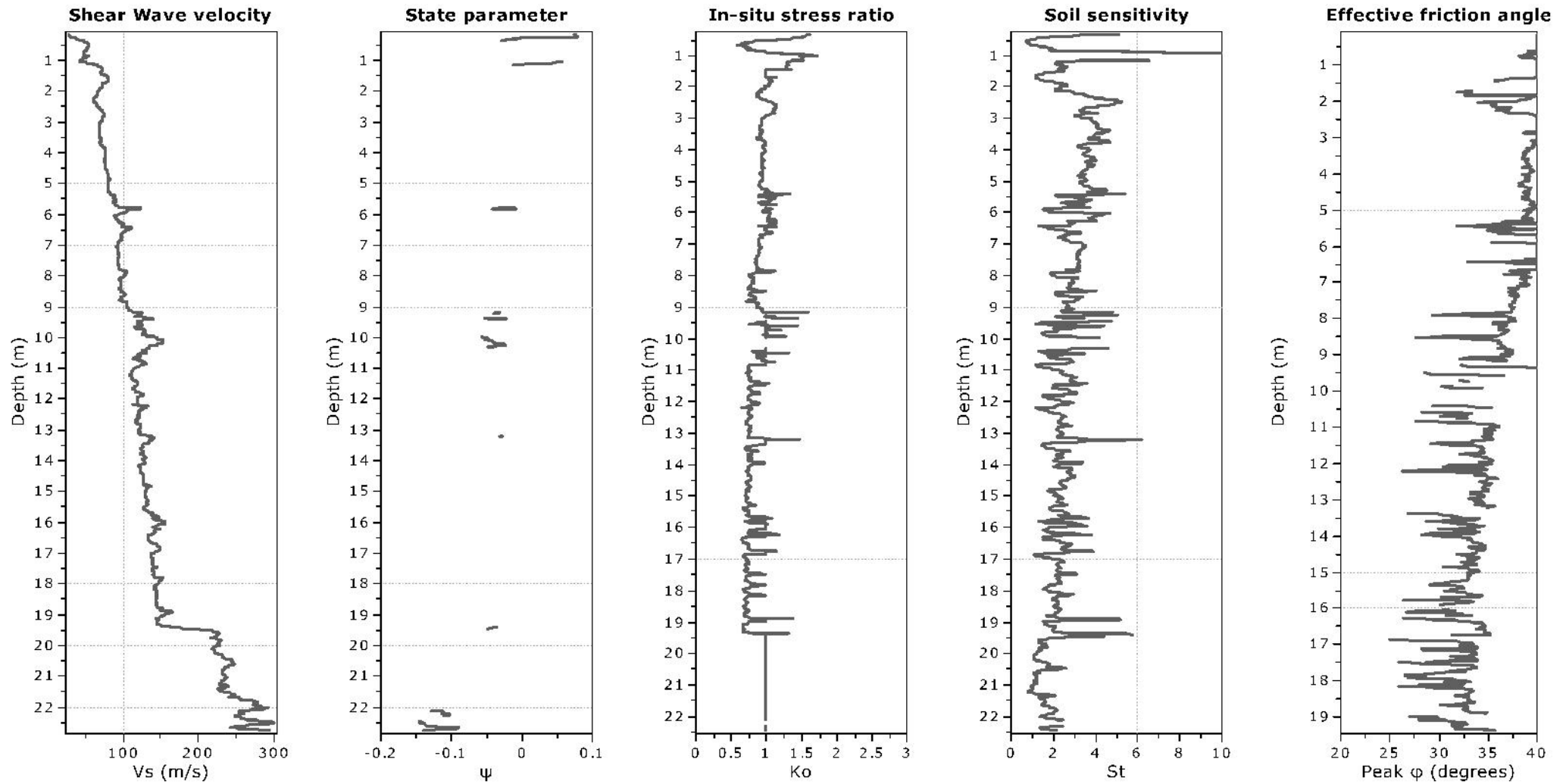
Undrained shear strength cone factor for clays, N_{kt} : Auto

OCR factor for clays, N_{kt} : Auto

—●— Flat Dilatometer Test data

Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR

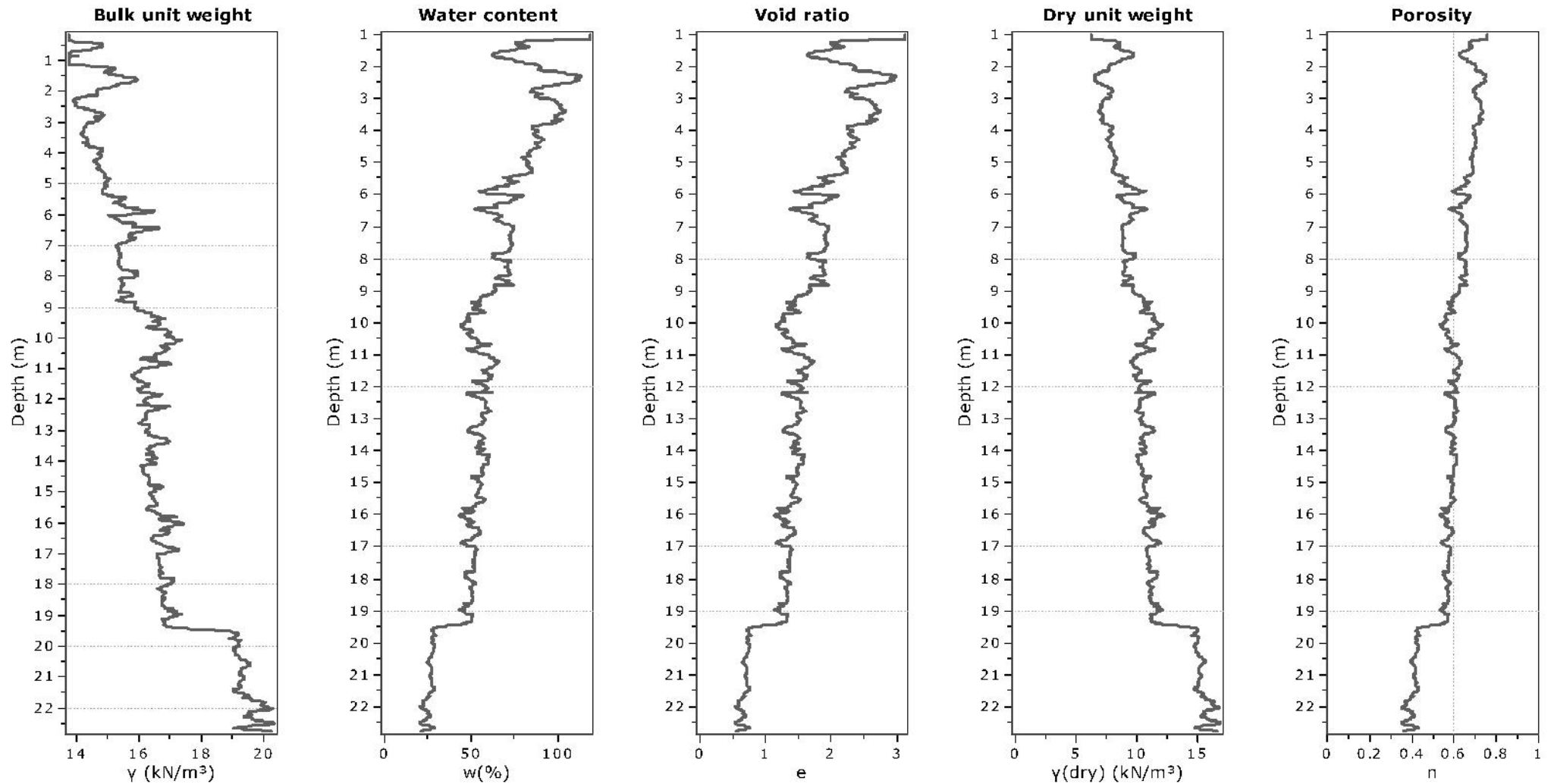


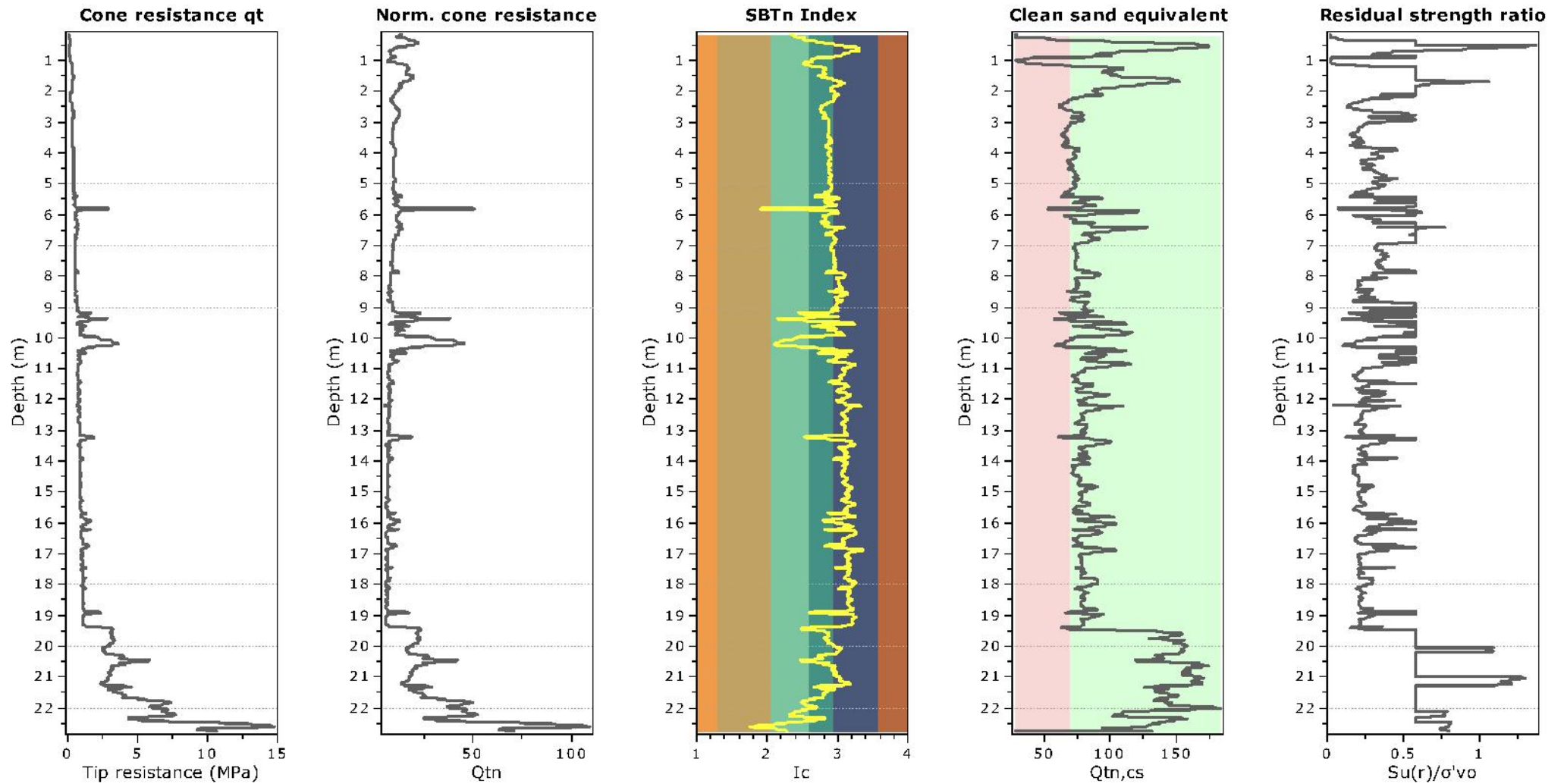
Calculation parameters

Soil Sensitivity factor, N_s : 7.00

Project: BRISAS DE PROCARSA

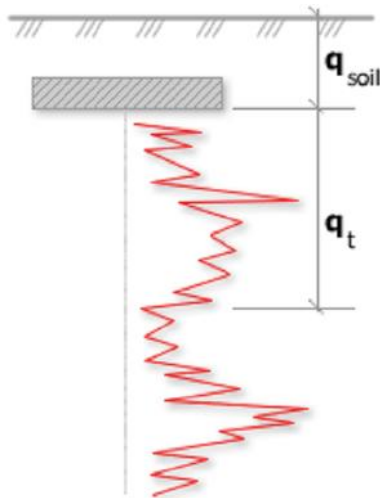
Location: DURAN, ECUADOR





Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR



Bearing Capacity calculation is performed based on the formula:

$$Q_{ult} = R_k \times q_t + q_{soil}$$

where:

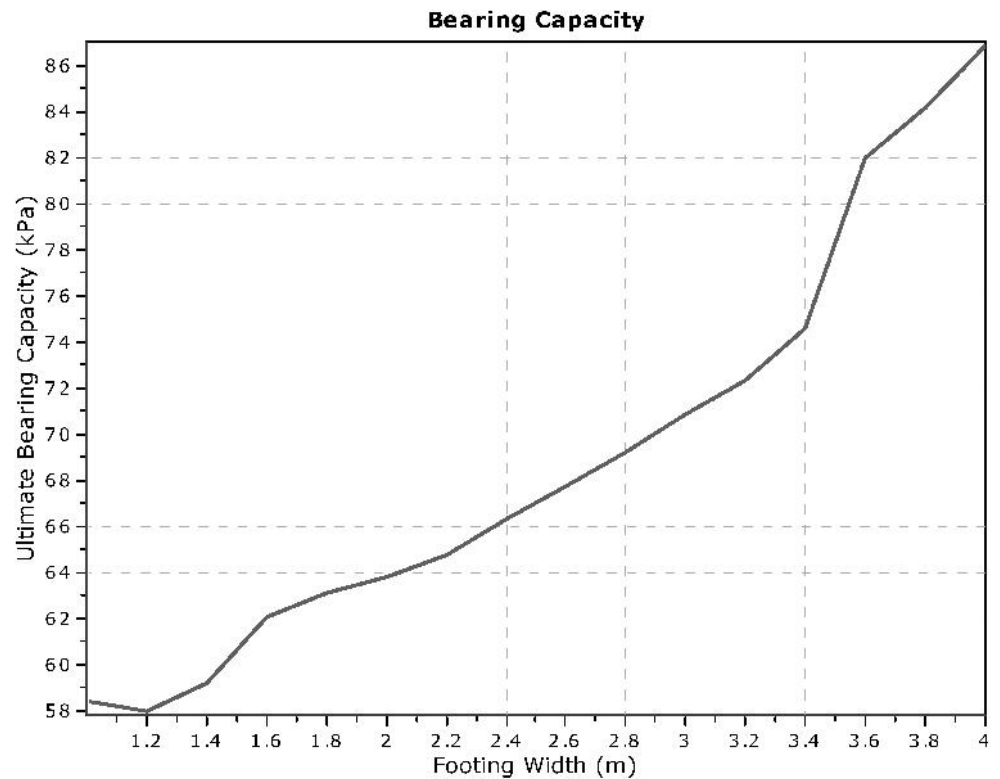
R_k : Bearing capacity factor

q_t : Average corrected cone

resistance over calculation depth

q_{soil} : Pressure applied by soil

above footing

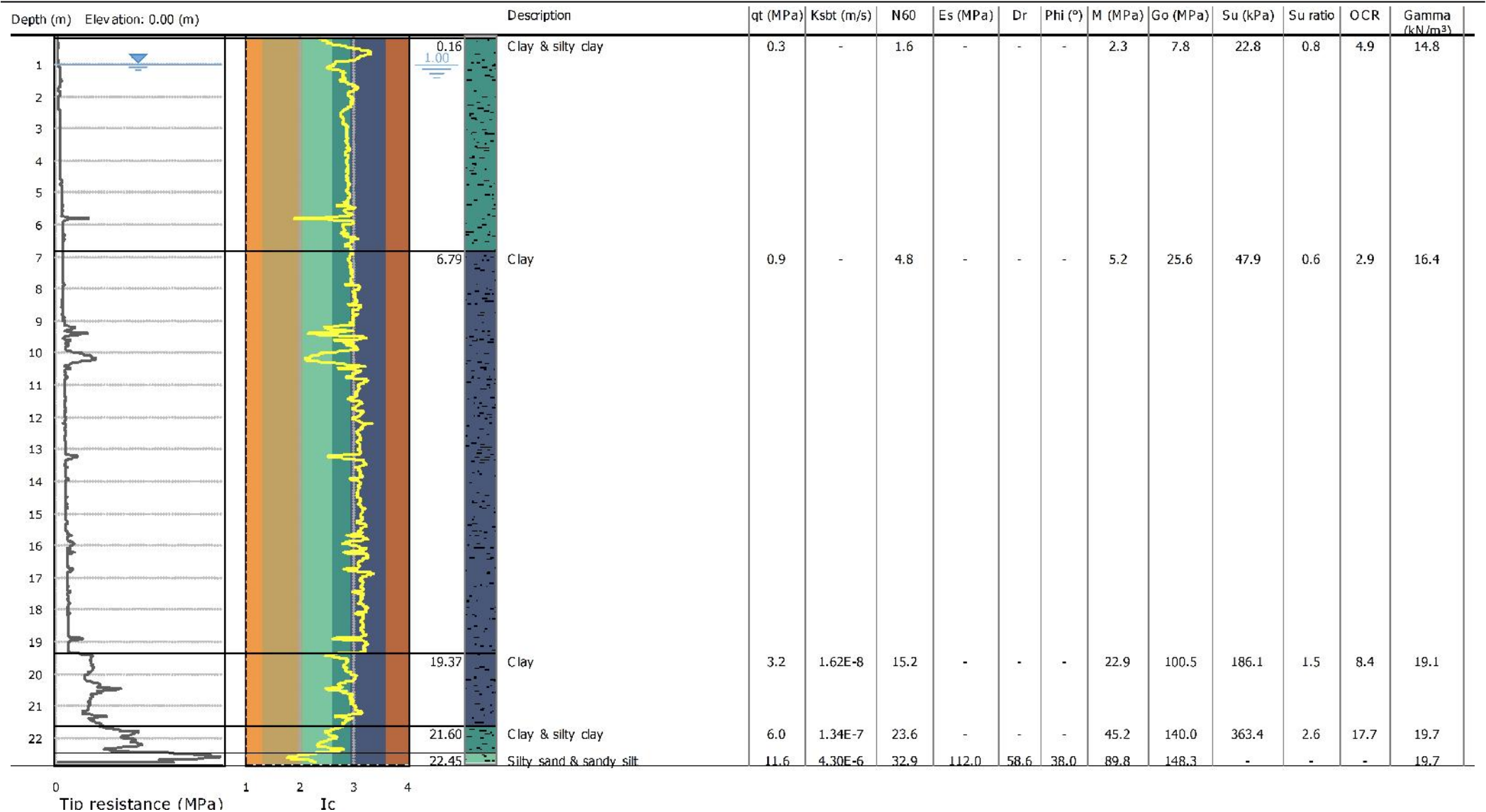


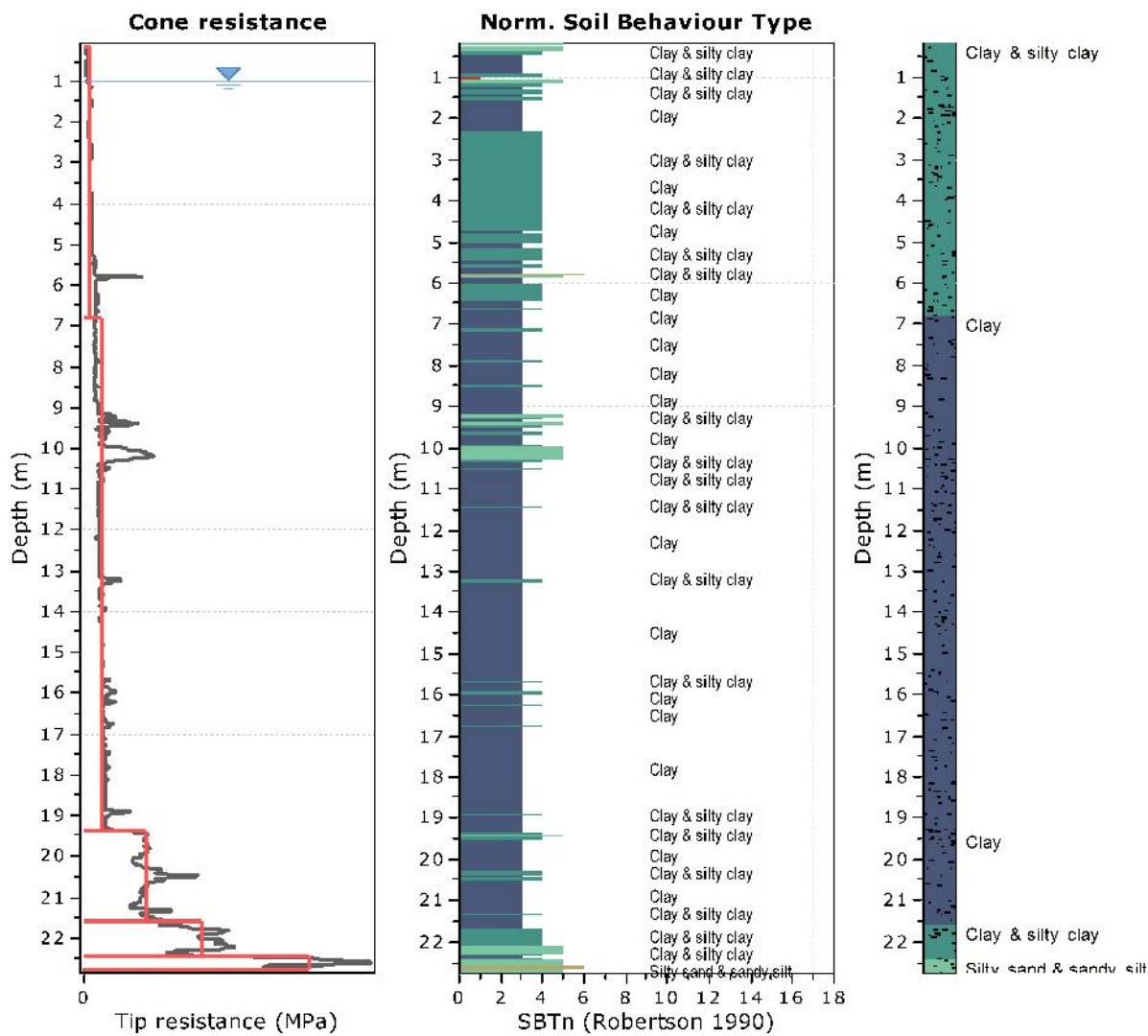
:: Tabular results ::

No	B (m)	Start Depth (m)	End Depth (m)	Ave. q_t (MPa)	R_k	Soil Press. (kPa)	Ult. bearing cap. (kPa)
1	1.00	0.50	2.00	0.24	0.20	9.50	58.36
2	1.20	0.50	2.30	0.24	0.20	9.50	57.97
3	1.40	0.50	2.60	0.25	0.20	9.50	59.20
4	1.60	0.50	2.90	0.26	0.20	9.50	62.03
5	1.80	0.50	3.20	0.27	0.20	9.50	63.07
6	2.00	0.50	3.50	0.27	0.20	9.50	63.82
7	2.20	0.50	3.80	0.28	0.20	9.50	64.75
8	2.40	0.50	4.10	0.28	0.20	9.50	66.36
9	2.60	0.50	4.40	0.29	0.20	9.50	67.70
10	2.80	0.50	4.70	0.30	0.20	9.50	69.20
11	3.00	0.50	5.00	0.31	0.20	9.50	70.84
12	3.20	0.50	5.30	0.31	0.20	9.50	72.32
13	3.40	0.50	5.60	0.33	0.20	9.50	74.61
14	3.60	0.50	5.90	0.36	0.20	9.50	82.00
15	3.80	0.50	6.20	0.37	0.20	9.50	84.19
16	4.00	0.50	6.50	0.39	0.20	9.50	86.87

Project: BRISAS DE PROCARSA

Location: DURAN, ECUADOR





Tabular results

::: Layer No: 1 :::

Code: Layer_1 **Start depth:** 0.16 (m), **End depth:** 6.79 (m)

Description: Clay & silty clay

Basic results

Total cone resistance: 0.33 ± 0.26 MPa

Sleeve friction: 5.97 ± 4.90 kPa

Ic: 2.86 ± 0.16

σ_v' : 22.75 ± 10.71 kPa

SBT_n: 4

SBTn description: Clay & silty clay

Schneider zone: N/A

Schneider desc.: N/A

Estimation results

Permeability: $0.00E+00 \pm 9.03E-07$ m/s

N_{60} : 1.65 ± 0.88 blows

Es: 0.00 ± 0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ± 0.00

ϕ (degrees): 0.00 ± 0.00 °

Unit weight: 14.79 ± 0.67 kN/m³

Constrained Mod.: 2.33 ± 1.91 MPa

Go: 7.78 ± 4.16 MPa

Su: 22.83 ± 9.27 kPa

Su ratio: 0.82 ± 0.21

O.C.R.: 4.90 ± 1.46

::: Layer No: 2 :::**Code:** Layer_2 **Start depth:** 6.79 (m), **End depth:** 19.37 (m)**Description:** Clay**Basic results**

Total cone resistance: 0.90 ±0.42 MPa

Sleeve friction: 19.60 ±7.35 kPa

Ic: 3.03 ±0.19

 σ_v' : 79.82 ±24.28 kPaSBT_n: 3

SBTn description: Clay

Schneider zone: N/A

Schneider desc.: N/A

Estimation results

Permeability: 0.00E+00 ±3.54E-07 m/s

N₆₀: 4.75 ±1.43 blows

Es: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

 ϕ (degrees): 0.00 ±0.00 °Unit weight: 16.37 ±0.51 kN/m³

Constrained Mod.: 5.17 ±3.35 MPa

Go: 25.57 ±7.87 MPa

Su: 47.93 ±17.38 kPa

Su ratio: 0.58 ±0.17

O.C.R.: 2.94 ±1.36

::: Layer No: 3 :::**Code:** Layer_3 **Start depth:** 19.37 (m), **End depth:** 21.60 (m)**Description:** Clay**Basic results**

Total cone resistance: 3.19 ±0.64 MPa

Sleeve friction: 140.43 ±32.68 kPa

Ic: 2.87 ±0.15

 σ_v' : 136.14 ±6.10 kPaSBT_n: 3

SBTn description: Clay

Schneider zone: Zone 3

Schneider desc.: Transitional soils

Estimation results

Permeability: 1.62E-08 ±5.15E-08 m/s

N₆₀: 15.18 ±1.96 blows

Es: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

 ϕ (degrees): 0.00 ±0.00 °Unit weight: 19.12 ±0.42 kN/m³

Constrained Mod.: 22.88 ±5.11 MPa

Go: 100.46 ±13.79 MPa

Su: 186.11 ±51.21 kPa

Su ratio: 1.51 ±0.35

O.C.R.: 8.39 ±3.21

::: Layer No: 4 :::**Code:** Layer_4 **Start depth:** 21.60 (m), **End depth:** 22.45 (m)**Description:** Clay & silty clay**Basic results**

Total cone resistance: 6.02 ±1.19 MPa

Sleeve friction: 194.59 ±44.82 kPa

Ic: 2.57 ±0.15

 σ_v' : 151.00 ±2.49 kPaSBT_n: 4

SBTn description: Clay & silty clay

Schneider zone: Zone 3

Schneider desc.: Transitional soils

Estimation results

Permeability: 1.34E-07 ±2.33E-07 m/s

N₆₀: 23.57 ±2.86 blows

Es: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

 ϕ (degrees): 0.00 ±0.00 °Unit weight: 19.74 ±0.27 kN/m³

Constrained Mod.: 45.24 ±9.55 MPa

Go: 140.04 ±16.26 MPa

Su: 363.44 ±85.10 kPa

Su ratio: 2.60 ±0.59

O.C.R.: 17.65 ±5.55

::: Layer No: 5 :::**Code:** Layer_5 **Start depth:** 22.45 (m), **End depth:** 22.76 (m)**Description:** Silty sand & sandy silt**Basic results**

Total cone resistance: 11.60 ±2.08 MPa

Sleeve friction: 156.05 ±69.07 kPa

Ic: 2.07 ±0.20

 σ_v' : 156.75 ±0.89 kPaSBT_n: 5

SBTn description: Silty sand & sandy silt

Schneider zone: N/A

Schneider desc.: N/A

Estimation results

Permeability: 4.30E-06 ±1.38E-05 m/s

N₆₀: 32.88 ±3.53 blows

Es: 112.00 ±16.92 MPa

Dr (%): 58.57 ±3.59

 ϕ (degrees): 38.05 ±0.86 °Unit weight: 19.74 ±0.47 kN/m³

Constrained Mod.: 89.77 ±16.64 MPa

Go: 148.25 ±25.93 MPa

Su: 0.00 ±0.00 kPa

Su ratio: 0.00 ±0.00

O.C.R.: 0.00 ±0.00

Project: **BRISAS DE PROCARSA**

Location: **DURAN, ECUADOR**

Summary table of mean values

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{N60} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r (%)	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G ₀ (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
0.16	6.63	0.00E+00	1.6	0.0	0.0	0.0	2.3	7.8	22.8	0.8	4.9	14.8
6.79		(±9.03E-07)	(±0.9)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±1.9)	(±4.2)	(±9.3)	(±0.2)	(±1.5)	(±0.7)
6.79	12.58	0.00E+00	4.8	0.0	0.0	0.0	5.2	25.6	47.9	0.6	2.9	16.4
19.37		(±3.54E-07)	(±1.4)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±3.3)	(±7.9)	(±17.4)	(±0.2)	(±1.4)	(±0.5)
19.37	2.23	1.62E-08	15.2	0.0	0.0	0.0	22.9	100.5	186.1	1.5	8.4	19.1
21.60		(±5.15E-08)	(±2.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±5.1)	(±13.8)	(±51.2)	(±0.4)	(±3.2)	(±0.4)
21.60	0.85	1.34E-07	23.6	0.0	0.0	0.0	45.2	140.0	363.4	2.6	17.7	19.7
22.45		(±2.33E-07)	(±2.9)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±9.5)	(±16.3)	(±85.1)	(±0.6)	(±5.6)	(±0.3)
22.45	0.31	4.30E-06	32.9	112.0	58.6	38.0	89.8	148.3	0.0	0.0	0.0	19.7
22.76		(±1.38E-05)	(±3.5)	(±16.9)	(±3.6)	(±0.9)	(±16.6)	(±25.9)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.5)

Depth values presented in this table are measured from free ground surface

Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

:: Unit Weight, g (kN/m^3) ::

$$g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1.236 \right)$$

where g_w = water unit weight

:: Permeability, k (m/s) ::

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$$

:: N_{60} (blows per 30 cm) ::

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

:: Young's Modulus, E_s (MPa) ::

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

(applicable only to $I_c < I_{c_cutoff}$)

:: Relative Density, D_r (%) ::

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad (\text{applicable only to } SBT_n: 5, 6, 7 \text{ and } 8 \text{ or } I_c < I_{c_cutoff})$$

:: State Parameter, ψ ::

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$$

:: Drained Friction Angle, ϕ (°) ::

$$\phi = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable only to $SBT_n: 5, 6, 7$ and 8 or $I_c < I_{c_cutoff}$)

:: 1-D constrained modulus, M (MPa) ::

If $I_c > 2.20$
 $\alpha = 14$ for $Q_{tn} > 14$
 $\alpha = Q_{tn}$ for $Q_{tn} \leq 14$
 $M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$

If $I_c \geq 2.20$

$$M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$$

:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) ::

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) ::

$$V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to $SBT_n: 1, 2, 3, 4$ and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Remolded undrained shear strength, $S_{u(rem)}$ (kPa) ::

$$S_{u(rem)} = f_s \quad (\text{applicable only to } SBT_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9 \text{ or } I_c > I_{c_cutoff})$$

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

$$k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to $SBT_n: 1, 2, 3, 4$ and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: In situ Stress Ratio, K_0 ::

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$$

(applicable only to $SBT_n: 1, 2, 3, 4$ and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Soil Sensitivity, S_t ::

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to $SBT_n: 1, 2, 3, 4$ and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Peak Friction Angle, ϕ' (°) ::

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)

References

- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5th Edition, November 2012
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337–1355 (2009)
- N Barounis, J Philpot, Estimation of in-situ water content, void ratio, dry unit weight and porosity using CPT for saturated sands, Proc. 20th NZGS Geotechnical Symposium