



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

FACULTAD DE INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

Aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15
para un suelo tipo F. Caso específico de cálculo de
asentamientos utilizando el método de Asaoka

AUTOR:

Ureta Chalén Carlos Gustavo

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

TUTOR:

Ing. José Barros Cabezas, M.Sc.

Guayaquil, Ecuador

2017



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Carlos Gustavo Ureta Chalén**, como requerimiento para la obtención del Título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

f. _____
Ing. José Barros Cabezas, M.Sc.

DIRECTOR DE LA CARRERA

f. _____
Ing. Stefany Alcívar Bastidas, M.Sc.

Guayaquil, a los 21 del mes de Marzo del año 2017



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL**

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Ureta Chalén, Carlos Gustavo**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación, **Aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 para un suelo tipo F. Caso específico de cálculo de asentamientos utilizando el método de Asaoka** previo a la obtención del Título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 21 del mes de Marzo del año 2017

EL AUTOR

f. _____
Ureta Chalén Carlos Gustavo



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

Yo, Ureta Chalén Carlos Gustavo

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **Aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 para un suelo tipo F. Caso específico de cálculo de asentamientos utilizando el método de Asaoka**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 21 del mes de Marzo del año 2017

EL AUTOR:

f. _____
Ureta Chalén Carlos Gustavo

Urkund Analysis Result

Analysed Document: TRABAJO DE TITULO GUSTAVO URETA.docx (D26735980)
Submitted: 2017-03-24 17:36:00
Submitted By: claglas@hotmail.com
Significance: 8 %

Sources included in the report:

1427341002_Tesis Ulloa, Vargas.pdf (D13734582)
GUARACA TENESACA PEDRO PABLO.pdf (D21650070)
CHEVEZ ARIAS JIMMY IGNACIO.pdf (D21541481)
CHEVEZ ARIAS JIMMY IGNACIO.pdf (D21740186)
Licuefaccion de Suelos Erazo - Toro (J) 3er examen.docx (D25668886)
DISEÑO EDIFICIO BALCAZAR MORAN.doc (D16369521)
<https://www.clubensayos.com/Temas-Variados/Ensayos-De-Laboratorio/1958297.html>
<http://docplayer.es/5885284-Cpe-inen-nec-se-gm-26-8-primera-edicion-2015-xx.html>
<http://myslide.es/documents/geotecnia-y-cimentaciones-presentacion-total.html>
<https://inmobiliariadja.files.wordpress.com/2016/09/nec2011-cap-09-geotecnia-y-cimentaciones-021412.pdf>
<http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-CM.pdf>
<http://repositorio.ucsg.edu.ec/bitstream/3317/6487/1/T-UCSG-PRE-MED-ENF-324.pdf>
<https://docs.com/jose-david-tobo-ramos/7637/titulo-a-nsr-10>
<http://repositorio.ucsg.edu.ec/bitstream/3317/4978/1/T-UCSG-PRE-JUR-DER-49.pdf>

Instances where selected sources appear:

52

AGRADECIMIENTO

Agradezco con mis más sinceros sentimientos a las personas que hicieron posible la realización de mi trabajo de titulación, en especial a mi tutor y mentor de la materia Ing. Xavier Vera Grunauer, PhD. y compañeros de trabajo quienes aportaron considerablemente con sus conocimientos.

Un agradecimiento grande también a las personas quienes me motivaron a iniciar, progresar y concluir con esta maravillosa carrera, como son mi familia y personas cercanas, lo cual me incita a seguir estudiando y continuando con logros académicos para seguir consiguiendo el desarrollo personal y profesional.

DEDICATORIA

El presente trabajo va dedicado para mi familia quienes me ayudaron y me impulsaron desde el primer instante a conseguir los anhelos de una carrera profesional, gracias a su aporte imparcial de todos estos años, va dedicada especialmente a ellos. Y en especial a Dios quien siempre ha estado presente en cada paso y decisión que he dado a lo largo de mi carrera universitaria para lograr de esta manera conseguir el objetivo esperado.



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL

f. _____
ING. JOSÉ BARROS CABEZAS, M.Sc.
TUTOR

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. _____
ING. LILIA VALAREZO DE PAREJA, M.S.
DECANA DE CARRERA

f. _____
ING. CLAUDIO LUQUE RIVAS, M.Sc.
OPONENTE

f. _____
ING. OSWALDO RIPALDA NUQUES, M.Sc.
DOCENTE DE LA CARRERA



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL**

CALIFICACIÓN

f. _____ 9
ING. JOSÉ BARROS CABEZAS, M.Sc.
TUTOR

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. _____ 9
ING. LILIA VALAREZO DE PAREJA, M.S.
DECANA DE CARRERA

f. _____ 9
ING. CLAUDIO LUQUE RIVAS, M.Sc.
OPONENTE

f. _____ 9
ING. OSWALDO RIPALDA NUQUES, M.Sc.
DOCENTE DE LA CARRERA

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	XVII
ABSTRACT	XVIII
INTRODUCCIÓN.....	19
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.....	20
1.1 Antecedentes.....	20
1.2 Objetivos.....	20
1.2.1 Objetivo General:	20
1.2.2 Objetivos Específicos:	20
1.3 Alcance.....	21
1.4 Justificación	21
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	22
2.1 Suelos Tipo F.....	22
2.1.1 Clasificación de suelos según la NEC-15.....	22
2.1.2 Clasificación de los perfiles de suelo.....	22
2.2 Parámetros empleados para perfiles de suelo según la NEC-15	24
2.2.1 Velocidad de la onda de corte, V_s	25
2.2.2 Número medio de golpes, N_{60}	27
2.2.3 Resistencia media al corte no drenado, S_u	28
2.2.4 Índice de Plasticidad	28
2.2.5 Contenido de agua.....	29
2.3 Características de suelos tipo F	29
2.4 Exploración de campo.....	32
2.4.1 Exploración Directa	33
2.5 Estudio Geotécnico preliminar	33
2.5.1 El número mínimo de sondeos.....	34
2.5.2 Localización y profundidad de los Sondeos.....	35
2.6 Muestreo de campo	37
2.6.1 Muestras Alteradas	38
2.6.2 Muestras Inalteradas.....	39
2.7 Estudio geotécnico definitivo.....	40
CAPÍTULO 3: ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO	42
3.1 Ensayos de Campo.....	42
3.1.1 Métodos Directos	43

3.1.2 Métodos Indirectos.....	57
3.2 Ensayos de Laboratorio	60
3.2.1 Selección de muestras	60
3.2.2 Tipo y número de ensayos	60
3.2.3 Propiedades y características básicas	61
3.3 Clasificación de suelos, Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCS)	64
3.3.1 Análisis fundamental del Sistema Unificado	65
3.4 Caracterización geomecánica detallada en el estudio geotécnico definitivo..	68
3.5 Parámetros de respuesta sísmica o del suelo.....	68
CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA APLICADA	69
4.1 Método de Asaoka (1978).....	69
4.1.1 Estimación gráfica para predicción de asentamientos	69
4.1.2 Estimación de coeficiente de consolidación vertical	71
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	72
5.1 Caracterización geotécnica del subsuelo	72
5.1.1 Información previa para caracterizar	72
5.2 Parámetros geotécnicos generales en arcillas	73
5.3 Interpretación de parámetros geotécnicos	77
5.4 Caracterización geotécnica de los suelos F	81
5.4.1 Estratigrafía de un suelo tipo F.....	81
CAPÍTULO 6: CASO HISTORIA: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES “EL SALITRAL” (PTARES)	84
6.1 Descripción del proyecto.....	84
6.1.1 Ubicación del proyecto.....	85
6.2 Estratigrafía del sitio mediante los sondeos realizados	85
6.3 Caracterización geotécnica.....	90
6.4 Estimación de asentamientos con método de Asaoka (1978)	107
CONCLUSIONES.....	114
REFERENCIAS	115
SIMBOLOGÍA.....	117
ANEXOS	118

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Clasificación de los perfiles de suelo.....	23
Tabla 2: Correlaciones para arenas limpias a partir de N SPT y N _{1,60}	30
Tabla 3: Densidad relativa y resistencia de la arena a partir de ensayos CPT	30
Tabla 4: Correlación de la Resistencia no drenada, S_u , de las arcillas según el número de penetración estándar N – SPT	31
Tabla 5: Correlación de la Resistencia de la punta de cono, C_u , de las arcillas por ensayo CPT	31
Tabla 6: Clasificación de las unidades de construcción por categorías.....	34
Tabla 7: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción	35
Tabla 8: Profundidad mínima de los sondeos de acuerdo al tipo de cimentación ...	37
Tabla 9: Ventajas y desventajas de los ensayos in situ y laboratorio	41
Tabla 10: Factores de corrección por energía.....	46
Tabla 11: Tabla de clasificación de suelos con el ensayo CPT-u.....	50
Tabla 12: Ensayos CPT-u realizados en diferentes provincias del país	53
Tabla 13: Tabla de magnitud de asentamientos registradas cada 100 días.....	70
Tabla 14: Caracterización geotécnica Sondeo N° 1	95
Tabla 15: Caracterización geotécnica Sondeo N° 2	97
Tabla 16: Caracterización geotécnica Sondeo N° 3	99
Tabla 17: Caracterización geotécnica Sondeo N° 8	101
Tabla 18: Registro de Lecturas de Placas	108

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Perfil de velocidades de onda de corte	26
Figura 2: Diagrama de flujo para un proyecto de ingeniería geotécnica.....	32
Figura 3: Sondeos recomendados para el diseño de estabilidad de taludes	36
Figura 4: Esquema de tipos de cuchara partida	38
Figura 5: Muestreo inalterado en suelos granulares utilizando nitrógeno líquido (Yoshimi et al, 1985).....	39
Figura 6: Tamaños de tubo tipo Shelby	40
Figura 7: Ensayos <i>in situ</i>	42
Figura 8: Relación del módulo cortante con la deformación cortante que experimenta el suelo en los distintos casos	43
Figura 9: Método de campo para la toma de muestras inalteradas en calicatas	44
Figura 10: Tipos de martillos para ensayo de SPT.....	46
Figura 11: Tipos de conos	48
Figura 12: Gráficas de I_c con respecto al ensayo de CPT-u normalizado	51
Figura 13: Cálculo del t_{50} por Robertson y Campanella (1989).....	54
Figura 14: Cálculo del t_{50} por el método de la 1 ^{era} y 2 ^{da} derivada	55
Figura 15: Veleta de Campo y barras de extensión utilizadas.....	57
Figura 16: Arreglo geométrico contemplado para la adquisición de datos	59
Figura 17: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Basado en el análisis granulométrico y los límites de Atterberg	66
Figura 18: Método gráfico de Asaoka (1978)	71
Figura 19: Curva de consolidación de la relación de vacíos vs esfuerzo.....	74
Figura 20: Curva del coeficiente de consolidación vertical de laboratorio vs esfuerzo	75
Figura 21: Mapa geotécnico de la ciudad de Guayaquil.....	79

Figura 22: Variabilidad del coeficiente de consolidación vertical y horizontal de campo y laboratorio para las arcillas deltaicas estuarinas.....	80
Figura 23: Ubicación del proyecto.....	85
Figura 24: Ubicación de perforaciones y CPTu en el área de proyecto.....	86
Figura 25: Estratigrafía de la zona del proyecto en corte A-A'.....	88
Figura 26: Estratigrafía de la zona del proyecto en corte B-B'.....	89
Figura 27: Perfiles de Vs medidos a través de ensayos CPT-u.....	91
Figura 28: Gráficas de los parámetros geotécnicos de PTARES	102
Figura 29: Gráficas de los parámetros geotécnicos del proyecto PTARES obtenidos por correlaciones con ensayos CPT	103
Figura 30: Parámetros generales del suelo obtenidos para los sondeos	104
Figura 31: Variabilidad en la tendencia de los OCR de PTARES obtenidos por correlaciones de los ensayos CPT.....	105
Figura 32: Micrografía electrónica de barrido de sedimentos del sitio BSF (profundidad de 8.37 m).....	106
Figura 33: Esquema de terraplén utilizado para cálculos de asentamientos	107
Figura 34: Ubicación de las 70 placas de asentamientos.....	108
Figura 35: Variación interpolada del Cv en el área del proyecto	109
Figura 36: Distribución del tamaño de partículas de las arcillas de Guayaquil y su comparación con las arcillas japonés.....	111
Figura 37: Valores de Ch para los distintos ensayos CPT-u	112
Figura 38: Comparación entre los rangos máximos, mínimos y media de los asentamientos medidos y calculados.....	113
Figura 39: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #1 y #2)	119
Figura 40: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #3 y #4)	120

Figura 41: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #5 y #6)	121
Figura 42: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #7 y #8)	122
Figura 43: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #9 y #10)	123
Figura 44: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #11 y #12)	124
Figura 45: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #13 y #14)	125
Figura 46: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #15 y #16)	126
Figura 47: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #17 y #18)	127
Figura 48: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #19 y #20)	128
Figura 49: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #21 y #22)	129
Figura 50: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #23 y #24)	130
Figura 51: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #25 y #26)	131
Figura 52: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #27 y #28)	132
Figura 53: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #29 y #30)	133
Figura 54: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #31 y #32)	134

Figura 55: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #33 y #34)	135
Figura 56: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #35 y #36)	136
Figura 57: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #37 y #38)	137
Figura 58: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #39 y #40)	138
Figura 59: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #41 y #42)	139
Figura 60: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #43 y #44)	140
Figura 61: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #45 y #46)	141
Figura 62: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #47 y #48)	142
Figura 63: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #49 y #50)	143
Figura 64: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #51 y #52)	144
Figura 65: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #53 y #54)	145
Figura 66: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #55 y #56)	146
Figura 67: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #57 y #58)	147
Figura 68: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación Cv (Placas #59 y #60)	148

RESUMEN

El presente trabajo de titulación describe los procedimientos y métodos para determinar los parámetros geotécnicos según lo estipula la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 por medio de ensayos de suelos. Al mismo tiempo plantea un caso historia donde se evalúa los asentamientos obtenidos, mediante cálculos de asentamientos utilizando el método de Asaoka, contrastando con las mediciones de campo efectuadas en el proyecto. Adicionalmente se caracterizó el subsuelo existente del proyecto, a través de las campañas exploratorias efectuadas para realizar la respectiva clasificación del tipo de suelo como describe la NEC-15. El caso historia de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales “El Salitral” analiza y evalúa el comportamiento geomecánico que tiene el suelo encontrado en el sitio, clasificado como tipo F, durante el registro de lecturas de las placas de asentamientos en los sectores donde fueron ubicadas éstas y realiza una comparación con los asentamientos que se determinan con el método gráfico de predicción de asentamientos de Asaoka (1978).

Palabras Claves: *Caracterización Geotécnica, NEC-15, Campaña de exploración, Parámetros Geotécnicos, Mecánica de suelo, Suelos tipo F, Problemas ingenieriles, Asentamientos.*

ABSTRACT

The following paper describes the procedures and methods for determining the geotechnical parameters as is stipulated in the Ecuadorian Construction Norme NEC-15 by soils tests performed. At the same time, it presents a case history where the calculated settlements are evaluated, using the Asaoka method, contrasting with the field measurements made in the project. Additionally, the existing subsoil of the project was characterized, through exploratory campaigns realized for the respective soil type classification as the NEC-15 describes. The case history of PTARES analyzes and evaluates the geomechanical behavior of the soil found in the site, classified as type F, during the recordings of the settlements plates in the sectors where were placed and compare with the settlements determined by Asaoka's graphical prediction method.

Keywords: *Geotechnical Characterization, NEC-15, Exploration Campaign, Geotechnical Parameters, Soil Mechanics, F-type Soils, Engineering Problems, Settlements.*

INTRODUCCIÓN

La importancia de una caracterización geotécnica se ve reflejada en el comportamiento que se estima que tendrá el suelo estudiado, esto permite al ingeniero geotécnico conocer acerca de las propiedades físicas y geomecánicas con las que debe evaluar el suelo. La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 recomienda los parámetros que deben considerarse para una adecuada forma de caracterización geotécnica, así como los requisitos que deben cumplir los mismos para ser clasificados correctamente. En el presente trabajo académico se da mayor relevancia a los suelos tipo F, ya que éstos son suelos que generalmente ocasionan mayores problemas en las obras de ingeniería civil durante la construcción y servicio de las mismas.

La NEC-15 establece requerimientos claros y mínimos para los estudios de ingeniería geotécnica de detalle para las obras de ingeniería civil. Sin embargo, en la práctica actual de esta ingeniería, en algunas ciudades del país, aún se utilizan procedimientos de caracterización geotécnica que no son los apropiados, ocasionando que se estimen estados límites de servicio (asentamientos a corto y largo plazo) muy diferentes a los que se observan en campo durante la ejecución de la obra. Estos podrían ser de mayor o menor magnitud de los estimados inicialmente en un estudio.

Se plantea un caso historia: Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas (PTARES), en el cual se midieron los asentamientos en campo que sirvieron para realizar un análisis inverso con los asentamientos calculados aplicando el método de Asaoka, y así, poder evaluar la influencia de los parámetros geotécnicos en la estimación de los asentamientos.

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 establece requerimientos claros y mínimos para los estudios de ingeniería geotécnica de detalle para las obras de ingeniería civil. Sin embargo, en la práctica actual de la ingeniería geotécnica en algunas ciudades, aun se utilizan procedimientos de caracterización que no son los apropiados, sin realizar evaluaciones técnicas y caracterizaciones del subsuelo de forma que se cumpla con el estándar de la práctica establecida en la NEC-15. El ligero estudio de los estados límites de servicio genera frecuentemente problemas de asentamientos en zonas donde existe la presencia de suelos blandos y susceptibles a grandes deformaciones ocasionando daños a obras civiles en el país.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General:

Presentar los procedimientos que la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 recomienda para caracterizar los suelos clasificados como tipo F por la misma, y mostrar un caso de análisis donde la utilización de procedimientos de cálculo de asentamientos incida en la estimación de los estados límite de servicio de obras de ingeniería civil utilizando el método gráfico de Asaoka.

1.2.2 Objetivos Específicos:

- Definir los parámetros geotécnicos que describe la NEC-15 para la clasificación de suelos, enfocando principalmente los suelos tipo F que ocasionan mayores problemas en las obras ingenieriles.
- Presentar métodos y ensayos de campo y laboratorio que ayuden a la obtención de los parámetros geotécnicos del suelo, haciendo referencia principalmente a los ensayos que son más frecuentemente usados en el país.

- Clasificar y describir a los subsuelos que presentan características similares de suelos tipo F por medio de ejemplos de estudios geotécnicos realizados en el país, y para el caso historia estudiado en el presente trabajo académico.
- Describir la importancia de la aplicación del método de estimación de asentamientos de Asaoka (1978)
- Evaluar el comportamiento que tuvo el suelo en el caso historia por medio de las mediciones de asentamientos en campo con los asentamientos calculados por el método de Asaoka, y su vez, evaluar los parámetros de consolidación que se ajustan de mejor manera a las mediciones de campo.

1.3 Alcance

En el presente trabajo de titulación se realizará una evaluación técnica detallada de los métodos y procedimientos que se recomiendan en la NEC-15 para una adecuada caracterización geotécnica de subsuelo, especialmente para perfiles de suelo tipo F, ya que estos generan, generalmente, mayores problemas en las obras de ingeniería civil durante la construcción y servicio de las mismas. Se presentará un caso historia donde se aplica un método de cálculo de predicción de asentamientos, para la estimación de los estados límites de servicio en proyectos que presenten comportamientos característicos de suelos tipo F.

1.4 Justificación

Las metodologías que recomienda la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 para caracterizar y clasificar los perfiles de suelo son presentadas en los capítulos de Geotecnia y de Peligro Sísmico elaborados por el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, el cual busca facilitar al ingeniero geotécnico responsable de un estudio de suelo, que cumpla con las normas y requerimientos establecidos en la misma. El método gráfico de predicción de asentamientos de Asaoka (1978) permite evaluar el comportamiento geomecánico de un suelo para cumplir con el estado límites de servicio para obras civiles.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Suelos Tipo F

2.1.1 Clasificación de suelos según la NEC-15

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 presenta en dos de sus capítulos (Peligro Sísmico; Diseño Sismo Resistente, NEC-SE-DS y Geotecnia y Cimentaciones, NEC-SE-GC) una clasificación para los perfiles de suelo. En la sección de Peligro Sísmico (NEC-SE-DS, 2015) [Tabla 1](#), en ésta se encuentra la clasificación de los perfiles de suelos con sus correspondientes características, parámetros y definiciones. La NEC-15 indica que para una adecuada clasificación de un perfil de suelo se deben realizar campañas de exploración geotécnica como mínimo hasta los primeros 30 metros de profundidad, las cuales pueden realizarse mediante perforaciones geotécnicas (sondeos) y/o exploraciones geofísicas para definir ciertos parámetros importantes tales como las velocidades de ondas de corte. Como resultado de estas campañas de exploración se obtendrán propiedades necesarias y claves para la caracterización de los diferentes estratos existentes en cualquier perfil de suelo.

2.1.2 Clasificación de los perfiles de suelo

Mediante los parámetros que se mencionarán en la sección [1.3](#), debido a las campañas de exploración geotécnica, se puede proceder a realizar una adecuada clasificación de los perfiles de suelo que componen la geología del sitio o zona en estudio, [Tabla 1](#). Para esta clasificación, la NEC-15 presenta en el capítulo NEC-SE-DS una tabla donde se asignan estos perfiles de suelos mediante seis letras que representan los diferentes tipos de suelos: A, B, C, D, E, F.

Para una buena clasificación del suelo es recomendable la obtención de varios parámetros, es decir, no limitarse a realizar un solo ensayo, ya que éstos son de suma necesidad para reducir el grado de incertidumbre que puede aparecer en la selección del perfil del suelo. La selección del tipo de suelo se la realiza desde la última letra hacia la primera, es decir, hay que evaluarse si el sitio de estudio no

define como primer tipo de perfil al suelo tipo F, si no es así se procede a definir hacia arriba los siguientes tipos de perfiles hasta que uno cumpla con las características requeridas que define la NEC-15 para su clasificación.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1 —Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 —Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 —Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4 —Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5 —Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6 —Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Tabla 1: Clasificación de los perfiles de suelo

(Fuente: NEC-SE-DS, 2015)

Los parámetros que son utilizados en la clasificación son los que corresponden a los 30 metros superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E.

Para el perfil tipo F se necesitan aplicar otros criterios dado el caso que es un tipo de suelo que genera muchos problemas en las obras ingenieriles y el resultado no debe exceder el límite a los 30 metros por encima de dicho perfil en los suelos blandos que posean un espesor de suelo significativo.

Los perfiles de suelos que más destacan debido a su complejo comportamiento y características que presentan, según la norma NEC-15, son los perfiles clasificados por la misma como suelos tipo F, y que son estudiados en el presente trabajo de grado, los cuales escenifican casos especiales que deben ser considerados para una correcta caracterización geotécnica. Estos tipos de perfiles generalmente hacen referencia a suelos blandos, poco cementados, de alta plasticidad, licuables, poco rígidos y con ligeros contenidos de materia orgánica.

2.2 Parámetros empleados para perfiles de suelo según la NEC-15

Según la NEC-15 para poder definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 metros o superiores se utilizan los siguientes parámetros:

- La velocidad media de la onda cortante, V_{s30} (m/s)
- El número medio de golpes del SPT (Ensayo de Penetración Estándar) para el 60% de la energía teórica, N_{60} , a lo largo del todo el perfil.
- Cuando se considere por separado los estratos no cohesivos y los estratos cohesivos del perfil, se determinará:
 - El número medio de golpes de ensayo de penetración estándar, N_{ch} para los estratos de suelos no cohesivos.
 - La resistencia media cortante obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada, S_u (kPa) para los cohesivos.
- Índice de Plasticidad (IP).
- Contenido de agua, ω (%).

2.2.1 Velocidad de la onda de corte, V_s .

La velocidad de onda cortante, V_s , puede ser determinada mediante estimaciones semi-empíricas que se correlacionan con parámetros geotécnicos para suelos que poseen características similares, por medio de los ensayos de resistencia al corte no drenado, S_u , el número de golpes, N_{60} , del ensayo SPT y de la resistencia de punta de cono del ensayo CPT, q_c .

La NEC-15-SE-DS indica que con la finalidad de poder disminuir las incertidumbres en las estimaciones de las velocidades de onda cortante se recomienda medir las V_s en campo por medio de los ensayos geofísicos tales como: Sísmica de refracción, ensayos Downhole, Uphole; ensayos de Ondas Superficiales activos, SASW y MASW, y pasivos como ReMi.

Para cumplir con la definición del sitio según la NEC-15, es importante obtener el perfil de velocidades de ondas cortantes con respecto a la profundidad, tal como se muestra en la [Figura 1](#). En muchas ocasiones, cuando no se realizan los estudios geofísicos mencionados, es necesario utilizar las correlaciones para estimar estas velocidades a partir de otras propiedades o parámetros geotécnicos de los suelos o de los ensayos mecánicos más habituales que se llevan a cabo en proyectos ingenieriles.

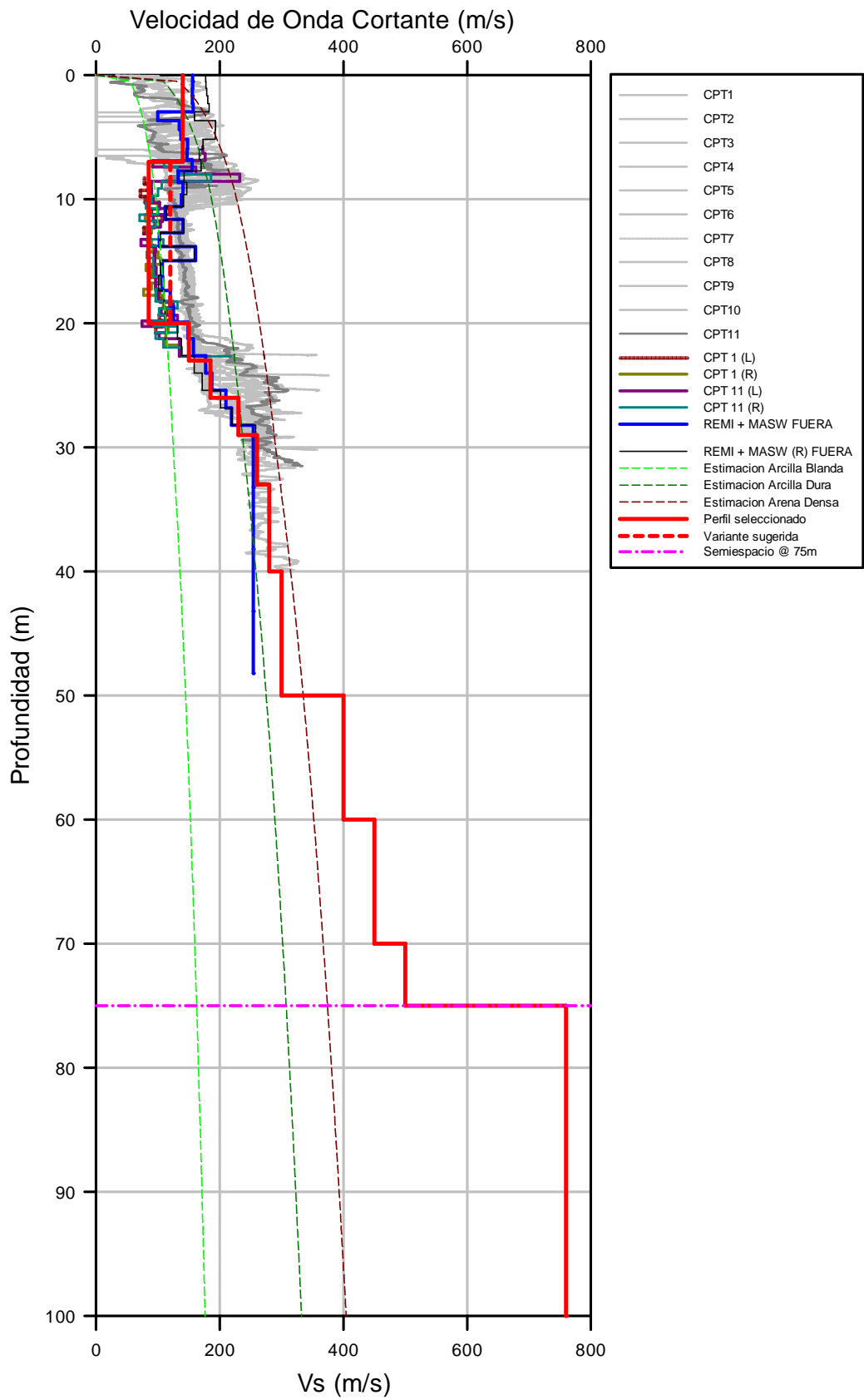


Figura 1: Perfil de velocidades de onda de corte

(Fuente: Geoestudios S.A.)

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

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

Dónde, G_{max} es el módulo dinámico de corte a pequeñas deformaciones, V_s es la velocidad de onda cortante, γ_t el peso unitario total del suelo y g es la aceleración de la gravedad.

La velocidad media de la onda de corte, V_{s30} , se obtiene por medio de:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

Dónde:

V_{si} = Velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i , medida en campo, (m/s).

d_i = Espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 metros superiores del perfil.

NOTA: En la NEC-15 se establecen procedimientos para determinar el valor del V_{s30} , es decir la velocidad de onda de corte ponderada en los primeros 30 metros de profundidad. No se debe clasificar los estratos de un mismo subsuelo según la definición establecida en la [Tabla 1](#), sino definir o clasificar el subsuelo.

2.2.2 Número medio de golpes, N_{60} .

La NEC-15-SE-DS hace mención que el número medio de golpes se obtiene mediante los dos procedimientos que se transcriben a continuación:

- El número medio de golpes del ensayo SPT (Ensayo de Penetración Estándar) en cualquier perfil del suelo.

- El número medio de golpes del ensayo SPT en cualquier perfil de suelo, N_{60} , indistintamente que este conformado por suelos no cohesivos o cohesivos, y se obtiene por medio de:

$$N_{60} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}}$$

Dónde:

N_i = Número de golpes obtenidos en el ensayo de penetración estándar realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM 1586, incluyendo corrección por energía N_{60} , correspondiente al estrato i . El valor N_i a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder de 100.

d_i = Espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 metros superiores del perfil.

2.2.3 Resistencia media al corte no drenado, S_u .

La resistencia al corte no drenado, S_u , que se obtiene por medio de los ensayos en suelos cohesivos que estén localizados en los 30 metros superiores del perfil, debe emplearse en la siguiente expresión que indica la NEC-15, la cual se aplica solo a los k estratos de los suelos cohesivos.

$$S_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}}$$

Dónde:

d_c = Es la suma de los espesores de los k estratos de los suelos cohesivos que están localizados dentro de los 30 metros superiores del perfil

S_{ui} = Resistencia al corte no drenado en (kPa) del estrato i .

2.2.4 Índice de Plasticidad

El índice de plasticidad (IP) se lo utiliza en la clasificación de los estratos de arcilla, este parámetro se obtiene cumpliendo con la norma ASTM D 4318.

2.2.5 Contenido de agua

El contenido de agua, (ω), expresado en porcentaje, se lo utiliza en la clasificación de los estratos de arcilla, se obtiene mediante la norma ASTM D 2166.

2.3 Características de suelos tipo F

Los suelos tipo F como los denomina la NEC-15 se subdividen en seis categorías como se muestra en la Tabla 1, los cuales presentan una característica geotécnica particular:

- F1: Suelos que son propensos a la falla causado por la excitación sísmica
- F2: Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)
- F3: Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5\text{m}$ con índice de plasticidad $IP > 75$)
- F4: Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana o blanda ($H > 30\text{m}$)
- F5: Suelos con contrastes de impedancia α dentro de los 30 m superiores del perfil del subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
- F6: Rellenos sin control ingenieril

Estos suelos son subdivididos debido a la importancia de distinguir a cada uno de ellos, dado que éstos presentan condiciones y características específicas que ayudan a poder establecer el tipo de comportamiento y modo de falla, pero a su vez, permiten conocer y aplicar las formas y metodologías necesarias para un adecuado tratamiento o mejoramiento del subsuelo que ha sido establecido por esta subdivisión.

La NEC-15 destaca a los perfiles tipo F debido a que son suelos especiales que merecen un tipo de estudio más profundo y delicado, debido a que presentan un problema para el ingeniero encargado del estudio geotécnico debido a la naturaleza tan compleja y enigmática dentro del campo ingenieril. Por eso es necesario como lo indica la norma NEC-15 en el capítulo de NEC-SE-DS, no limitarse al estudio solo de los primeros 30 metros de profundidad, si no, realizar sondeos y/o perforaciones

más allá de estos, debido que un estudio geotécnico mal realizado o que no haya cumplido con una adecuada profundidad en este tipo de suelo, puede presentar un problema en los análisis de respuesta de sitio, o a su vez en los cálculos de asentamientos o del potencial de licuación.

“Para los estudios que involucren suelos tipo F con espesores de suelo significativos, la norma NEC-15 recomienda que las campañas de exploración geotécnica no se limiten simplemente a los primeros 30 m de profundidad” (NEC-15-SE-DS).

Los suelos denominados tipo F1, los cuales son descritos por la NEC-15-SE-DS en la [Tabla 1](#) como suelos tipo licuable, se encuentran generalmente en arenas limpias, arenas limosas, limos, limos arenosos, arcillas de baja plasticidad. Estos tipos de subsuelos suelen encontrarse en estado suelto y saturados. Tienden a sufrir del fenómeno de licuación ante la presencia de fuerzas sísmicas. Un parámetro que ayuda a conocer como este tipo de suelos se ven afectados en el comportamiento mecánico ante un evento de propagación de ondas cíclicas durante un sismo, es la densidad relativa (D_r), según la [Tabla 2](#) y la [Tabla 3](#) cuando se tiene una D_r menor a 65%, el tipo de estrato esta propenso a sufrir el fenómeno de licuación.

DESCRIPCIÓN	DENSIDAD RELATIVA, D_r (%)	SPT - N		RESISTENCIA
		N de campo	$N_{1,60}$	ÁNGULO DE FRICCIÓN, ϕ
Muy suelta	< 15	≤ 4	≤ 3	< 28
Suelta	15 – 35	3 – 8	3 – 8	28 – 30
Medio densa	35 – 65	10 – 30	8 – 25	30 – 40
Densa	65 – 85	30 – 50	25 – 42	40 – 45
Muy densa	85 – 100	> 50	> 42	45 – 50

Tabla 2: Correlaciones para arenas limpias a partir de N SPT y $N_{1,60}$

(Fuente: Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, Look B., 2007)

DESCRIPCIÓN	DENSIDAD RELATIVA, D_r (%)	RESISTENCIA DE CONO q_c (Mpa)	ÁNGULO DE FRICCIÓN TÍPICO, ϕ
Muy suelta	< 15	< 2,5	< 30
Suelta	15 – 35	2,5 – 5	30 – 35
Medio densa	35 – 65	5 – 10	35 – 40
Densa	65 – 85	10 – 20	40 – 45
Muy densa	> 85	> 20	> 45

Tabla 3: Densidad relativa y resistencia de la arena a partir de ensayos CPT

(Fuente: Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, Look B., 2007)

Para los suelos F4 los cuales hacen énfasis a arcillas blandas y medias, o como se lo describe en la NEC-15, arcillas de baja rigidez, estos tipos de subsuelos son las que tienen como característica una baja capacidad portante y principalmente presentan grandes problemas de asentamientos.

En la [Tabla 4](#) se presenta la resistencia al corte no drenado de una arcilla correlacionada por el número de golpes mediante ensayos SPT y en la [Tabla 5](#), la resistencia de la punta de cono por medio de ensayos CPT. Estos parámetros son obtenidos por medio de correlaciones, teniendo así valores de resistencia de la arcilla, la cual permite a su vez determinar propiedades dinámicas como es la rigidez de una arcilla blanda a media.

MATERIAL	DESCRIPCIÓN	SPT - N	RESISTENCIA, Su (kPa)
Arcilla	Muy blanda	≤ 2	0 – 12
	Blanda	2 – 5	12 – 25
	Media blanda	5 – 10	25 – 50
	Rígida	10 – 20	50 – 100
	Muy rígida	20 – 40	100 – 200
	Dura	> 40	> 200

Tabla 4: Correlación de la Resistencia no drenada, Su, de las arcillas según el número de penetración estándar N – SPT

(Fuente: Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, Look B., 2007)

MATERIAL	DESCRIPCIÓN	Cu (kPa)	q _c aproximado (Mpa)
Arcilla	Muy blanda	0 – 12	< 0,2
	Blanda	12 – 25	0,2 – 0,4
	Media blanda	25 – 50	0,4 – 0,9
	Rígida	50 – 100	0,9 – 2
	Muy rígida	100 – 200	2 – 4,2
	Dura	> 200	> 4

Tabla 5: Correlación de la Resistencia de la punta de cono, Cu, de las arcillas por ensayo CPT

(Fuente: Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables, Look B., 2007)

Estos tipos de perfiles de suelos son encontrados generalmente en depósitos deltaicos-estuarinos que son los que representan más aproximadamente a las características similares que define la NEC-15 como los suelos tipo F1 y F4.

2.4 Exploración de campo

Las investigaciones *in situ* generalmente son de suma importancia para poder evaluar las características del suelo. La NEC-15 en el Capítulo de Geotecnia y Cimentaciones (NEC-SE-CM) detalla los procedimientos necesarios a realizarse cuando se requiere de una campaña de exploración geotécnica para determinada obra ingenieril.

Una exploración de campo se lleva a cabo en dos etapas: el estudio preliminar y el estudio definitivo. Una vez que la exploración de campo se ha completado, el ingeniero geotécnico hace los cálculos y las recomendaciones pertinentes del proyecto para dar a conocer al propietario o representante. A veces una investigación *in situ* adicional permite al ingeniero geotécnico disminuir las incertidumbres, por lo tanto optimizar el diseño y proponer opciones menos costosas. Sin embargo, es extremadamente importante que se lleve a cabo bien, ya que una pobre campaña de exploración puede tener consecuencias desastrosas, generar grandes gastos, retrasar el proyecto, y dar lugar a litigios. La [Figura 2](#) muestra un diagrama de flujo para un proyecto de ingeniería geotécnica.

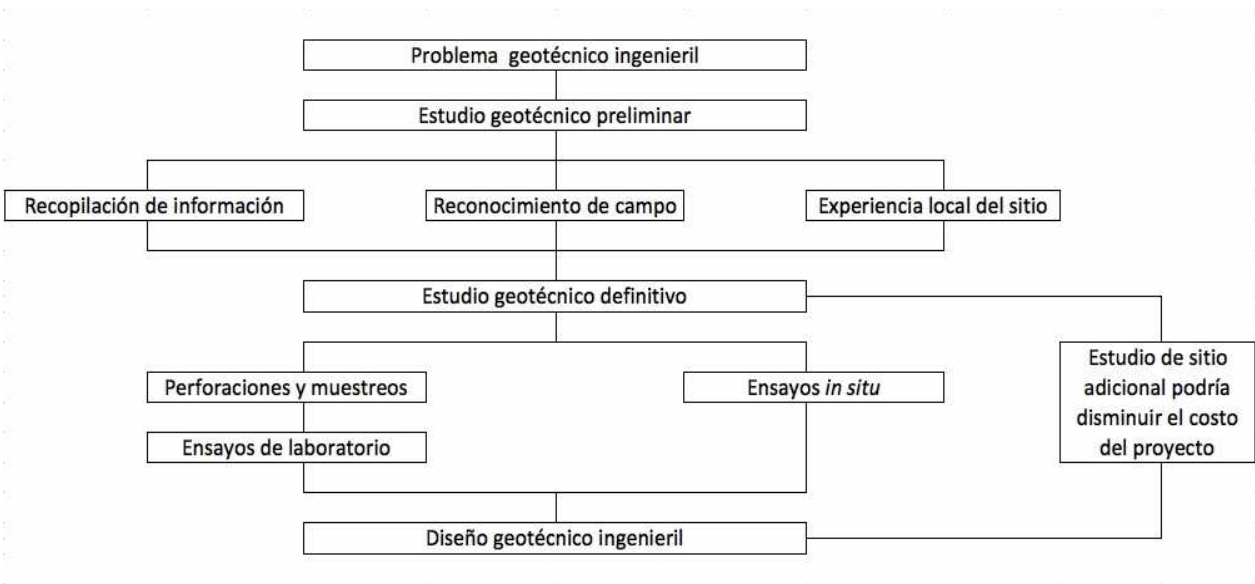


Figura 2: Diagrama de flujo para un proyecto de ingeniería geotécnica

(Fuente: Briaud JL, 2014)

2.4.1 Exploración Directa

Los resultados que puedan presentarse al realizar una campaña de exploración geotécnica de las investigaciones *in situ* representan un punto crítico para la estimación del costo de la construcción de un proyecto. *“Una parte sustancial, frecuentemente más de la mitad, de los incrementos de costo en obras públicas se debe a la insuficiencia de investigaciones en los estudios geológicos-geotécnicos, estimándose que al menos un tercio de los proyectos sufren demoras por esta causa”* (Tyrrell et al, 1983), destacando la inadecuada planificación de las investigaciones geotécnicas y la incorrecta interpretación de las mismas.

Para el método de exploración directa la NEC-15 indica que se puede utilizar cualquier método, sondeo o muestreo que sea practicado en la ingeniería geotécnica, en relación al tipo de material de suelo que se tiene, así como:

- Ensayo de Penetración Estándar, SPT
- Cono Estático CPT, o dinámico DCP
- Calicatas o trincheras
- Veletas de Campo
- Dilatómetro

2.5 Estudio Geotécnico preliminar

El estudio geotécnico preliminar tiene como objetivo definir las condiciones generales del sitio. Sirve como base para diseñar la campaña exploratoria necesaria para el estudio geotécnico definitivo. Esta etapa puede incluir revisión literaria de estudios geológicos o geotécnicos de la zona, así como ciertos ensayos de campo y laboratorio para determinar propiedades del sitio.

Uno de los primeros pasos que necesita saber el ingeniero especialista es determinar en qué categoría se encuentra la construcción que pretende plantar en el sitio de estudio, es por ende que la NEC-15 presenta la [Tabla 6](#), la cual es presentada a continuación dividida según los niveles de la construcción o por las cargas máximas de servicio en las columnas expresadas en (kN).

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4001 y 8000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8000

Tabla 6: Clasificación de las unidades de construcción por categorías

(Fuente: NEC_SE_CM, 2015)

Esta clasificación de las unidades de construcción por categorías ayudará a poder determinar el número mínimo de sondeos y la profundidad mínima de sondeos que serán presentados más adelante en la sección [2.2.1](#) y [2.2.2](#).

Adicionalmente, para los suelos que se estudian en este documento, los cuales son definidos como suelos F por la NEC-15, es de carácter fundamental tomar las muestras buscando reducir en lo posible el grado de alteración de la misma, ya que este tipo de problema, que generalmente se da en nuestro medio, puede causar una grande discrepancia en los resultados de los análisis de los perfiles geotécnicos, ocasionando así una afectación en los valores obtenidos, y provocando un alto grado de incertidumbre en el ingeniero, el cual la transmitirá al realizar el diseño geotécnico-estructural produciendo posiblemente un incremento en el costo de la estructura y estimaciones de asentamientos no reales. En la sección [2.3.1](#) y [2.3.2](#) se habla acerca de la importancia de las muestras alteradas e inalteradas.

2.5.1 El número mínimo de sondeos

El número mínimo y la profundidad mínima de sondeos será seleccionado por medio del ingeniero encargado de la exploración, la NEC-15-SE-CM hace una referencia sobre las cantidades mínimas de acuerdo a la categoría de la unidad de construcción y éstas deberán efectuarse en el terreno donde se desarrollará el proyecto, se definen en la [Tabla 7](#).

Categoría de la unidad de Construcción (Véase en la sección 2.1.1)			
Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m.
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

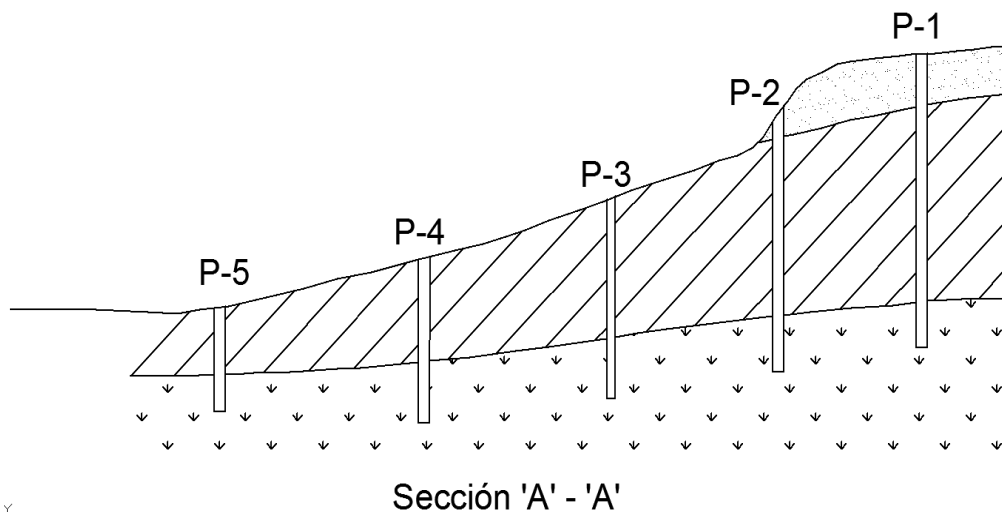
Tabla 7: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción

(Fuente: NEC_SE_CM, 2015)

2.5.2 Localización y profundidad de los Sondeos

La norma NEC-15 estipula lo siguiente con respecto a los estudios geotécnicos: “Los profesionales de la rama ingenieril que realicen los estudios de suelo deben constar con una experiencia que sea mayor de tres años en el campo del diseño geotécnico de las cimentaciones, bajo supervisión de un ingeniero o profesional capacitado para tales fines” (NEC-SE-CM). Este es el encargado de elegir las posiciones y localización de los sondeos para el respectivo análisis geotécnico.

La norma NEC-15 posee recomendaciones respecto a la longitud de los sondeos, a continuación se mostrará un ejemplo de posicionamiento para la estabilidad de taludes. La [Figura 3](#) muestra los sondeos recomendados para el diseño de la estabilidad de un talud.



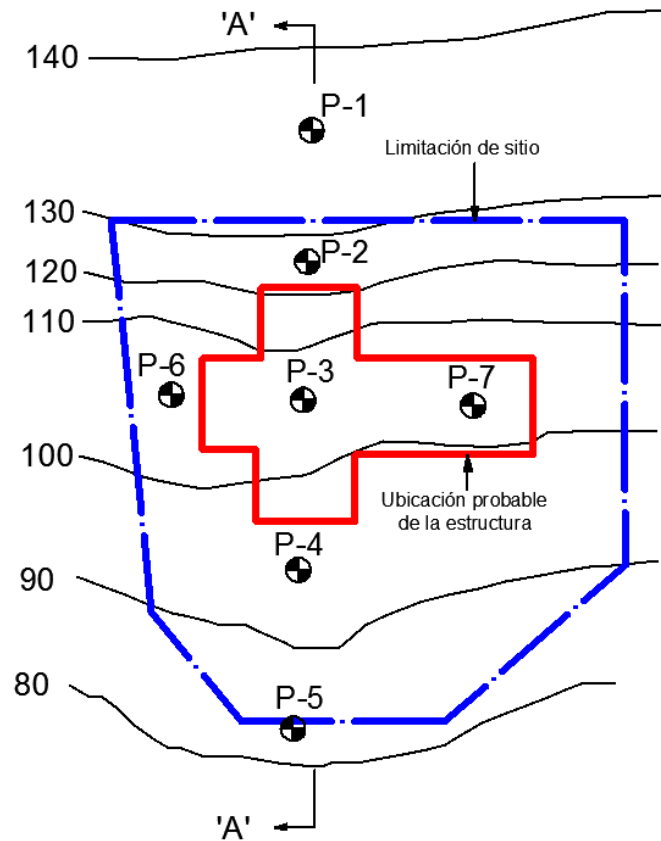


Figura 3: Sondeos recomendados para el diseño de estabilidad de taludes

Como se puede observar en las figuras mostradas, los sondeos desde el P-1 al P-5 buscan caracterizar correctamente la sección transversal del talud, donde se puede apreciar también la profundidad de los mismos, el cual se pretende llegar siempre al estrato firme del sitio. La sección en planta muestra una ubicación recomendada de los sondeos con respecto a la ubicación probable de la estructura. Los sondeos P-6 y P-7 son colocados en el sitio donde se planea tener una estructura para una mejor evaluación de la zona. La profundidad de los sondeos para el tipo de obra civil subterránea se observa en la [Tabla 8](#) recomendada por la NEC-15.

Tipo de obra civil subterránea	Profundidad de los sondeos
Losa corrida	1.5 veces el ancho
Zapata	2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión
Pilotes	Longitud total del pilote más largo, más 4 veces el diámetro del pilote
Grupo de pilotes	Longitud total del pilote más largo, más 2 veces el ancho del grupo de pilotes 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión
Excavaciones	Mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación a menos que el criterio del ingeniero geotécnico señale una profundidad mayor según requerimiento del tipo de suelo
Caso particular: roca firme	<p>En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme, de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:</p> <p>Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales;</p> <p>Categoría Media: penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados;</p> <p>Categoría Alta y Especial: penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local</p>

Tabla 8: Profundidad mínima de los sondeos de acuerdo al tipo de cimentación

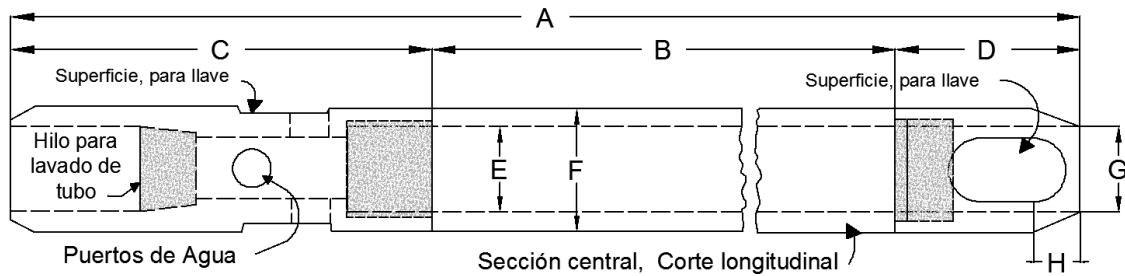
(Fuente: NEC-SE-CM, 2015)

2.6 Muestreo de campo

Para caracterizar correctamente a los estratos de suelo de algún proyecto, uno de los factores más relevantes para el mismo es la toma de muestras del material del subsuelo para realizar los ensayos pertinentes que estén al criterio del ingeniero geotécnico encargado.

2.6.1 Muestras Alteradas

Se catalogan como muestras alteradas a los especímenes que pierden la estructura, pero son utilizadas de todas formas para ensayos de clasificación y otros ensayos de suelo. Las muestras alteradas, generalmente son obtenidas utilizando un muestreador tipo cuchara partida en el ensayo SPT (Ensayo de Penetración Estándar). Las dimensiones de los distintos muestreadores tipo cuchara partida se muestra en la [Figura 4](#).



Dimensiones	S.I. (mm)	Inglesas (plg)	Dimensiones	S.I. (mm)	Inglesas (plg)
A	864	34	E	34.9	1 3/8
B	610	24	F	50.8	2
C	178	7	G	38.1	1 1/2
D	76	3	H	19.0	3/4

Figura 4: Esquema de tipos de cuchara partida

En las series de suelo granulares, se dificulta la toma de muestras inalteradas, ciertos autores como (Marcusen, 1979) detallan métodos para tomar muestras inalteradas en suelos granulares. Uno de los métodos se presenta en la [Figura 5](#) y describe el muestreo utilizando nitrógeno líquido para congelar el suelo y facilitar su extracción.

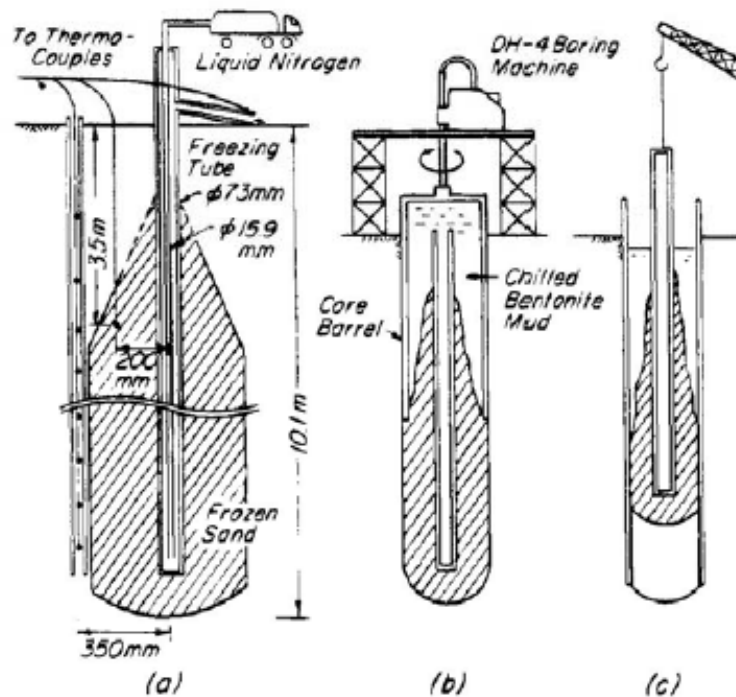
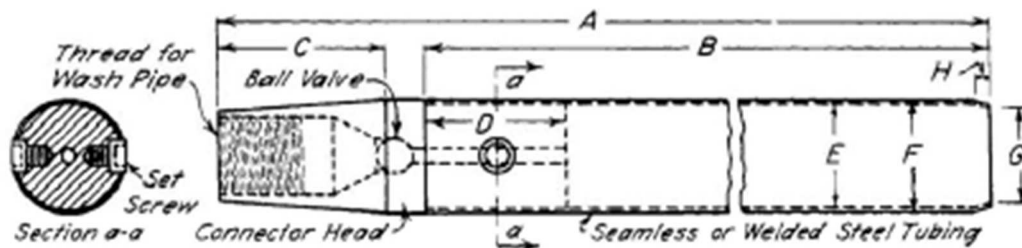


Figura 5: Muestreo inalterado en suelos granulares utilizando nitrógeno líquido (Yoshimi et al, 1985)

2.6.2 Muestras Inalteradas

Las muestras inalteradas como su nombre lo dice, son los especímenes que salen con básicamente poco o ningún grado de alteración, este tipo de muestra para suelos cohesivos como son los suelos F son de considerable importancia, debido al significado técnico que puede representar de obtener los parámetros y propiedades apropiadas y más cercanas a la realidad de la que se encuentra sometido el perfil del suelo en estudio. Para la obtención de las muestras “inalteradas” en los estratos arcillosos existen varios métodos. Entre ellos el método del bloque, la forma más común de tomar muestras en suelos cohesivos. Se realiza mediante tubos tipo Shelby en el caso de las arcillas blandas y con muestreador tipo Denison para las arcillas rígidas.

El tubo tipo Shelby es un muestreador de acero liso con pared delgada y es el más comúnmente utilizado para el muestreo de suelos cohesivos. Existen distintos diámetros de tubo, diámetros de mayor tamaño producen especímenes de mejor calidad, pero requieren perforaciones más costosas. La [Figura 6](#) presenta los tamaños de tubo tipo Shelby.



Dimensiones	S.I. (mm)	Inglesas (plg)	Dimensiones	S.I. (mm)	Inglesas (plg)
A	705 - 1791	27 3/4 - 51 3/4	E	47.6	1 7/8
B	610 - 1219	24 - 48	F	50.8	2
C	762	3	G	0.99 F	0.99 F
D	635	2 1/2	H	12.7	1/2

Figura 6: Tamaños de tubo tipo Shelby

Las muestras tomadas serán enviadas al laboratorio, evitando que las mismas alteren sus condiciones iniciales, las muestras inalteradas (Shelby y Denison, deberán estar debidamente parafinadas desde el mismo instante que son extraídas del sondeo).

Durante el tiempo que las muestras no estén en el laboratorio, deberán estar debidamente protegidas de la humedad, sol y otras circunstancias que puedan provocar alteración de las mismas.

2.7 Estudio geotécnico definitivo

El estudio geotécnico consiste en una investigación definitiva, con las actividades necesarias, tal es el caso de la exploración de campo que se resume a ensayos realizados *in situ* y en laboratorio y sondeos, que ayuden a determinar las características de un terreno de suelo. A base de estas determinaciones se logra conocer los parámetros necesarios para el diseño de las obras ingenieriles del suelo y al mismo tiempo se pueden establecer recomendaciones para las mismas.

El estudio geotécnico definitivo debe incluir lo siguiente:

- Ensayos de campo
- Ensayos de laboratorio

La mejor investigación definitiva se puede presentar en una combinación de ensayos *in situ* y ensayos de laboratorio. De hecho, las desventajas de las pruebas de laboratorio normalmente se compensan con las ventajas de los ensayos *in situ* y viceversa (Tabla 9). Por lo tanto, un buen estudio geotécnico del sitio utiliza una combinación de ensayos *in situ* y los ensayos de laboratorio.

Ensayos de Laboratorio		Ensayos <i>in situ</i>	
Ventajas	Desventajas	Ventajas	Desventajas
Facilidad en análisis teóricos	Ensayos a pequeña escala	Ensayos a gran escala	Dificultad en análisis teóricos
Drenaje puede ser controlado	Pérdidas de tiempo	Relativamente se realiza con mayor rapidez	Drenaje difícil de ser controlado
Obtención más fácil de parámetros	Esfuerzos deben ser simulados	Ensayos realizados bajo esfuerzos reales	Obtención más compleja de parámetros
Posible identificación del suelo	Cierta alteración en muestras	Poca alteración para ciertos ensayos	Raramente posible la identificación del suelo

Tabla 9: Ventajas y desventajas de los ensayos *in situ* y laboratorio

(Fuente: Briaud, J L., 2014)

CAPÍTULO 3: ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO

3.1 Ensayos de Campo

Este capítulo se dedicará a la descripción de los ensayos *in situ* y los datos de pruebas que generan. En esta sección también se describen los métodos de diseño que hacen uso de los resultados de los ensayos de campo o conocidos también como *in situ*. Los ensayos *in situ* son las pruebas realizadas sobre o en el suelo del sitio donde se realizará el proyecto. Estas pruebas se han desarrollado a lo largo de los años como un complemento a las pruebas de laboratorio.

Los ensayos más comúnmente utilizados son la prueba de Penetración Estándar, ensayo de Veleta de Campo, el ensayo de penetración de cono, ensayo del presiómetro, y el ensayo de dilatómetro. Existen muchas otras pruebas, como se muestra en la [Figura 7](#) (Mayne et al. 2009).

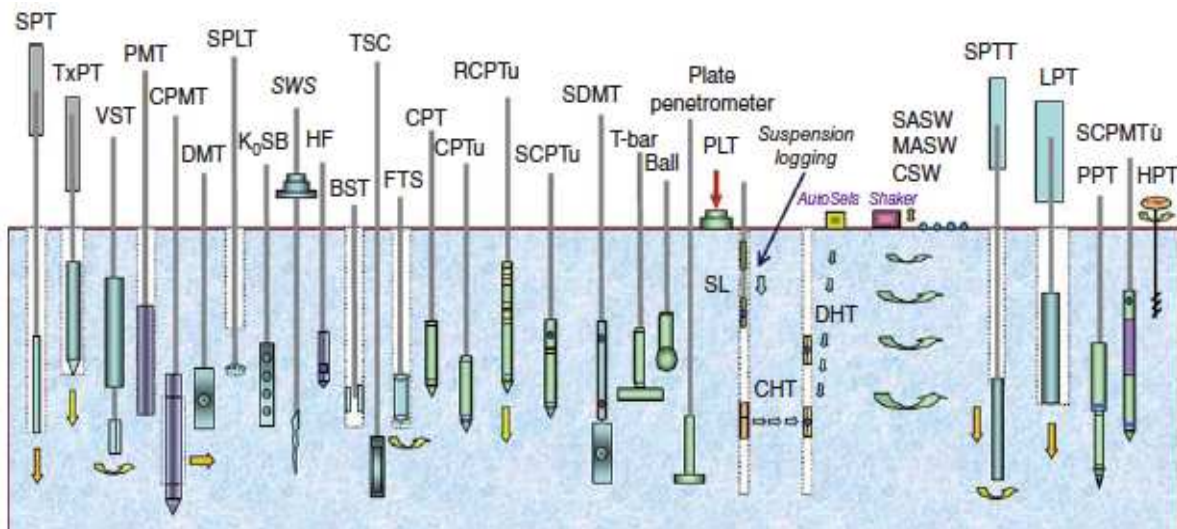


Figura 7: Ensayos *in situ*

(Fuente: Mayne, et al., 2009)

Existen dos tipos generales de ensayo, los indirectos y los ensayos directos. Los ensayos indirectos, como los geofísicos, tienen como ventaja su gran aplicabilidad tanto a suelos y rocas, su bajo costo y velocidad, además de que las mediciones se realizan sin disturbar la muestra. Por otro lado, sus mayores desventajas son que

obtienen todos los datos de manera indirecta, sin contacto con el material y por ende también no se obtiene muestras.

La [Figura 8](#) muestra la deformación cortante que se experimenta en el suelo en los distintos casos. Como se puede observar, en el caso de capacidad de carga, la deformación cortante es mayor que cuando se está analizando deformación.

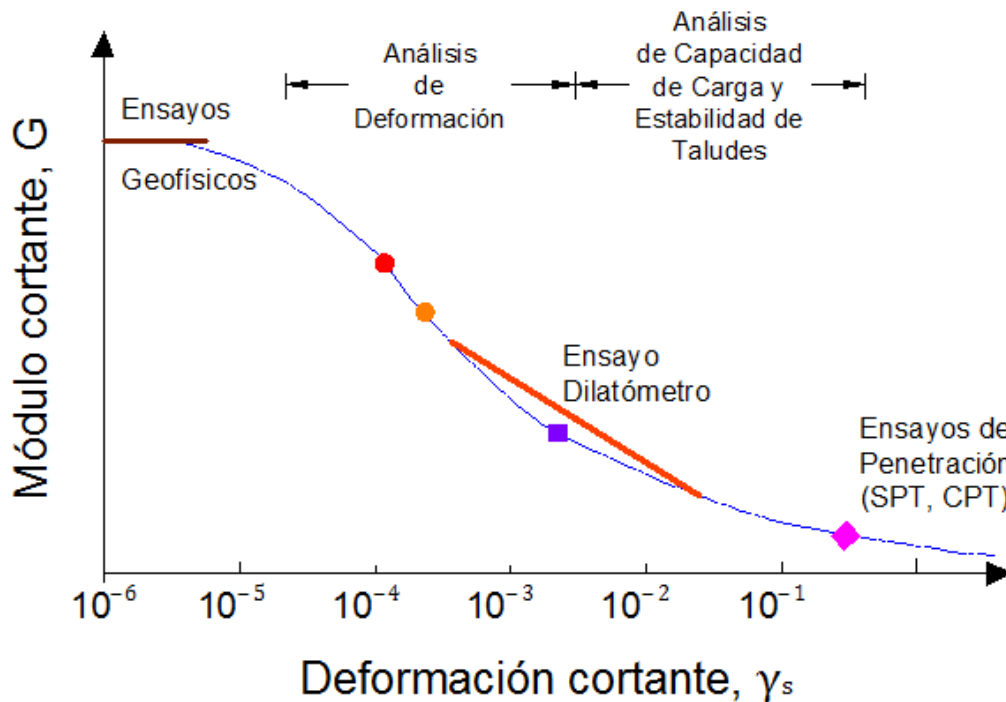


Figura 8: Relación del módulo cortante con la deformación cortante que experimenta el suelo en los distintos casos

3.1.1 Métodos Directos

Sondeo de exploración manual, Calicata

Es el mejor método para observar a gran detalle las estratificaciones de suelo. Además de excavaciones manuales a cielo abierto, se pueden tomar muestras inalteradas de bloque de gran calidad, realizando su extracción de acuerdo al procedimiento indicado en la [Figura 9](#). La muestra debe ser sellada con parafina para conservar su humedad natural. Se debe ser cuidadoso para evitar el colapso de la excavación, no se debe realizar una excavación sin soporte (o abatimiento de los taludes) de más de 1.2 metros. Adicionalmente se deberán realizar ensayos

clasificación de suelos para determinar las propiedades índices del geomaterial, es decir, realizar ensayos de laboratorio en muestras alteradas en cada cambio de geomaterial.

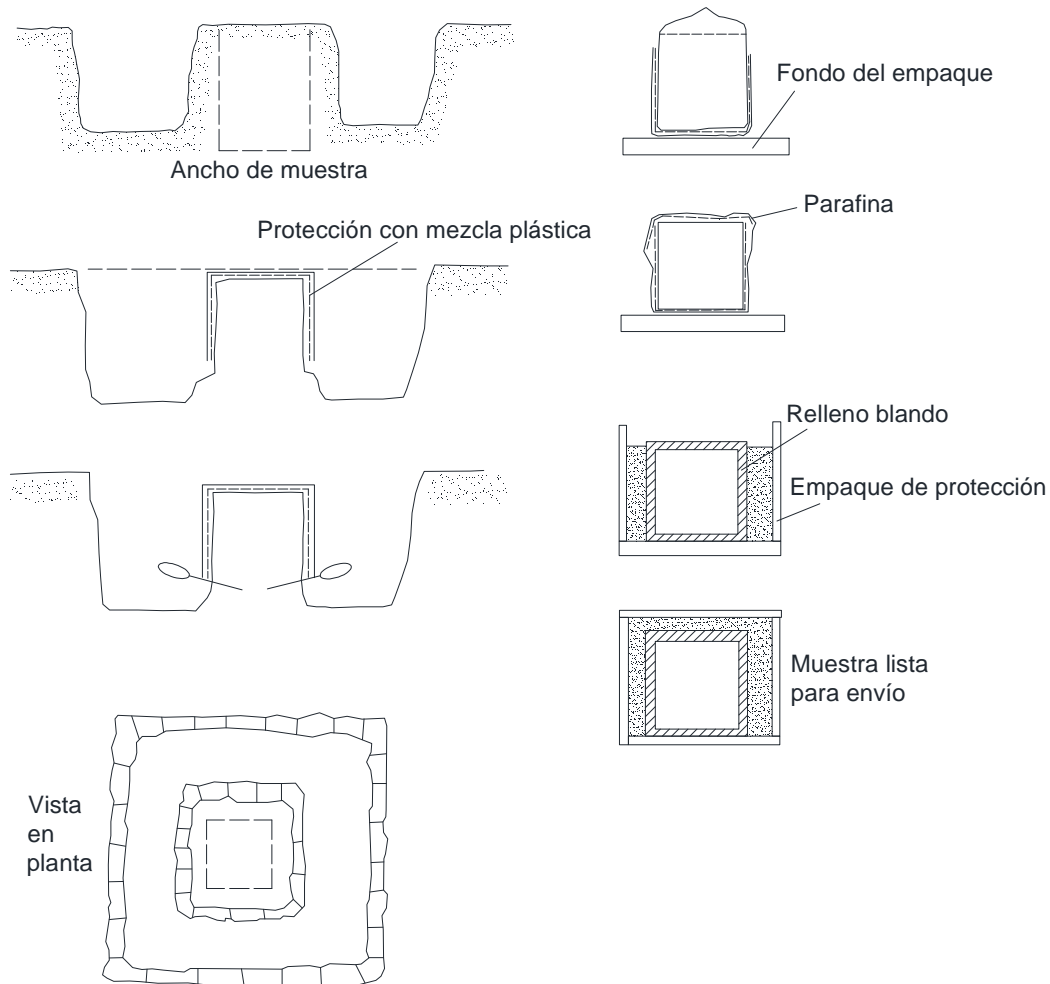


Figura 9: Método de campo para la toma de muestras inalteradas en calicatas

Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

El ensayo de penetración de estándar consiste básicamente en la ejecución de perforaciones mecánicas de suelo en el sitio del proyecto o en las zonas donde se requiere realizar una investigación. En la perforación del sitio se ejecuta el ensayo SPT (Standard Penetration Test) que consiste en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir un toma-muestras (cuchara partida) dentro un estrato de suelo (ASTM 1586). El ensayo de penetración estándar (SPT) es quizá el ensayo de campo más utilizado en la caracterización geotécnica. Por lo general,

este ensayo se utiliza para caracterizar depósitos de suelos granulares y arcillas de consistencia rígida, en las cuales la penetración del tubo Shelby se vuelve complicada.

El ensayo consiste en dejar caer de repetidamente un martillo de un peso de 63.5 kg (140 lbs) de una altura de 76 cm (30"). Las fuerzas aplicadas en el peso son transferidas al muestreador tipo cuchara partida usando una serie de barras metálicas en el medio. En cada caída del martillo se transfiere una cantidad de energía potencial (E^*) para el peso, teóricamente equivalente a 475J (350 lbf/pie). El número de golpes que se necesita dar con el martillo para penetrar los últimos 30 cm de un total de 45 cm de profundidad, es conocido como el N_{SPT} .

“El valor obtenido de N en un ensayo de penetración estándar es inversamente proporcional a la energía transferida al muestreador” (Schmertmann y Palacio, 1979). Como parte de la energía se pierde en diferentes componentes mecánicos en el conjunto de barras, la medida de la energía aplicada sobre las barras y el muestreador es muy importante. *“A fin de que la cantidad de golpes medidos en campo sea utilizada en aplicaciones de la ingeniería geotécnica, éstos deben ser ajustados por los efectos de la energía del martillo, esfuerzo de sobrecarga y, en algunos casos, otros factores que influyen en los resultados”* (McGregor y Duncan, 1998).

La medida del número de golpes puede ser normalizada a N_{60} ó $N_{1,60}$; donde N_{60} es la medida del número de golpes corregido al 60% de la energía teórica de la caída libre del el martillo y $N_{1,60}$ necesita una corrección adicional de 1 tsf (100kPa) de esfuerzo de sobrecarga efectivo, que se utiliza para los suelos arenosos.

$$N_{60} = N_{campo} C_E (C_R C_B C_S) \cdot$$

$$N_{1,60} = N_{campo} C_E C_N (C_R C_B C_S)$$

Dónde:

N_{campo} = medida del número de golpes obtenidos en campo,

C_N = factor de corrección de sobrecarga,

C_E = factor de corrección de energía,

C_R = factor de corrección de la longitud de la barra,

C_B = factor de corrección del diámetro de la perforación y

C_S = factor de corrección de línea.

En el documento de McGregor y Duncan, 1998 se muestran los rangos de valores para los factores de corrección.

Uno de los factores de corrección más importantes es el factor de corrección de energía C_E que tiene una variabilidad de acuerdo al tipo de martillo utilizado para el ensayo, en la [Tabla 10](#) se muestran los valores de corrección C_E recomendados y estudiados.

Tipo de Martillo	Factor de corrección, C_E
Automatic	1.3
Safety	1.0
Donut	0.75

Tabla 10: Factores de corrección por energía

(Fuente: Seed et al. 1984, Vera X, 2014)

Además del número de golpes, durante la ejecución de los sondeos y operaciones de muestreo, el personal de campo deberá tomar un registro de las actividades realizadas *in situ*, anotando la descripción visual del suelo para las muestras.

Vera et al. (2014) midió las diferencias en la energía transmitida por el martillo tipo Safety y el martillo tipo Donut, utilizando acelerómetros piezoresistentes y medidores de deformación (Strain Gages). La eficiencia de martillo Donut muestra una gran dispersión, en la misma profundidad del suelo, mientras que el martillo de Seguridad no lo hace. El martillo Donut tiene un amplio espacio entre la barra y la cabeza del martillo y de este modo durante la caída, la cabeza del martillo puede golpear el lateral de barra lateral, perdiendo energía en el proceso.



Figura 10: Tipos de martillos para ensayo de SPT

Comparando los dos martillos a una profundidad específica del estudio, el valor N_{campo} para el martillo SPT Donut es 40-60% más alto que para el martillo Safety. Debido a esta gran variación aleatoria del nivel de energía aplicada por el martillo Donut, no se recomienda su uso para las pruebas de SPT. Sin embargo, como los sistemas de martillo y las condiciones del lugar varían, se recomienda medir la energía del martillo SPT utilizando un sistema similar al descrito anteriormente, incluso cuando se utiliza un martillo Safety en proyectos importantes.

Ensayo de Penetración de Cono (CPT-u)

Los resultados de los ensayos de cono estático CPTu con medición de presión de poro (ASTM D5778), permite una excelente precisión en la variación estratigráfica. Como desventaja, se debe citar que mediante estos ensayos no se obtienen muestras tomadas del suelo, por lo que se deberán correlacionar y ser agrupadas con la información de los sondeos directos.

El ensayo CPT-u se basa en la penetración de un cono que avanza a una velocidad de 2.0 cm/seg registrando de manera digital y, continuamente, cada 10 mm registra tres lecturas independientes como la resistencia de la punta de cono (q_c), la fricción lateral (f_s) y la presión intersticial dinámica (u_2). Durante el ensayo de CPT-u, se estima el nivel freático al detener el avance de la punta de cono en un estrato arenoso permitiendo que el cono haga de piezómetro y así calcular la presión hidrostática. Posteriormente, se pueden interpretar los datos recolectados para estimar propiedades, realizar análisis de licuación, obtener perfil de capacidad de pilote (Q) vs profundidad (z), estimar capacidad portante de cimentaciones superficiales (q_{ult}), calcular permeabilidad de suelos (k_h), o realizar control de calidad en un tratamiento de mejora de terreno.

Para determinar la resistencia de la punta del cono q_c , se divide la fuerza que actúa sobre el cono Q_c , por el área proyectada del cono, A_c .

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

El equipo consiste básicamente en un cono, cuyas dimensiones se muestran en la [Figura 11](#) y están unidos a varillas huecas por donde atraviesan los cables transductores que son los encargados de medir la resistencia en punta, la resistencia por fricción y la presión de poros. La presión de poros (u) puede tomar varias nomenclaturas dependiendo de donde se encuentre el filtro:

- u_1 : En el cono
- u_2 : Sobre el cono
- u_3 : Encima del mango de fricción

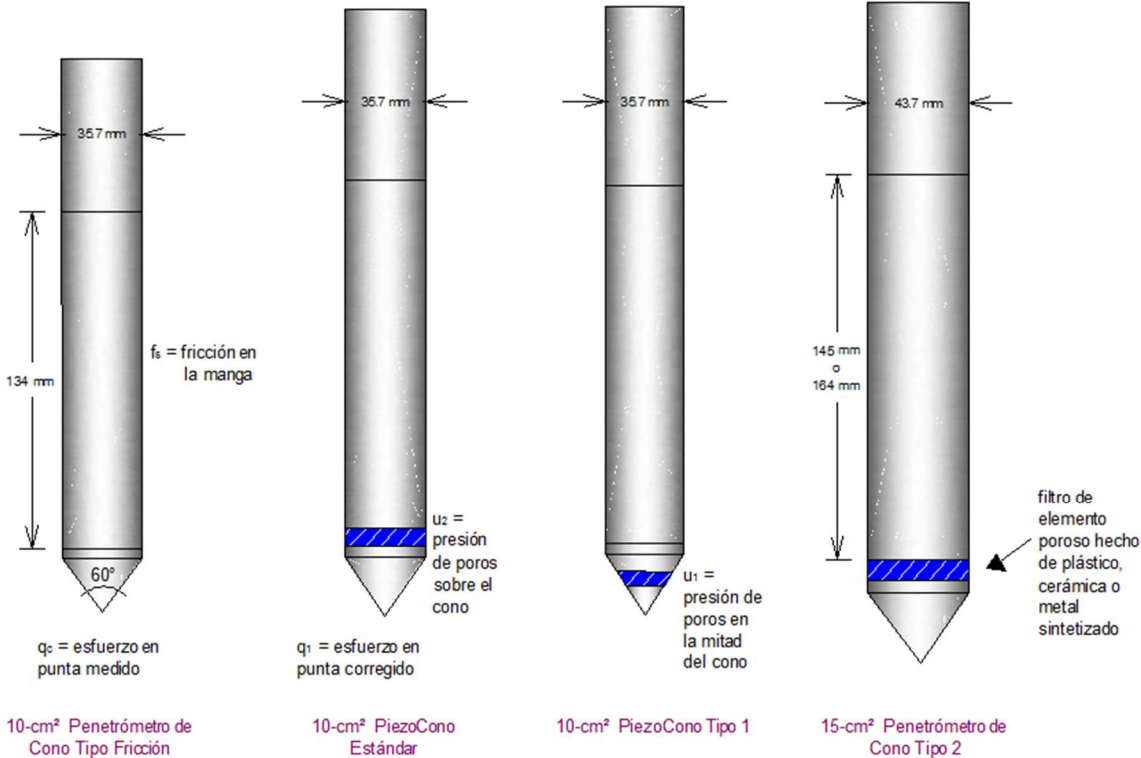
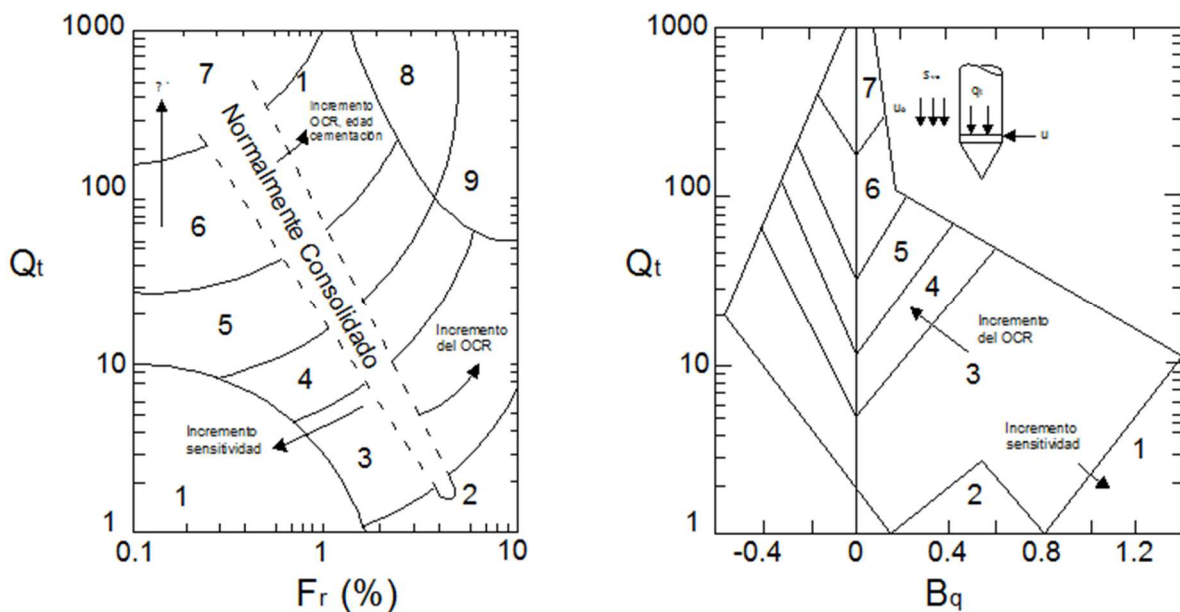


Figura 11: Tipos de conos

Una de las aplicaciones que permite realizar el ensayo es la medición de la disipación de poros, que consiste en detener la penetración del cono y registrar la disipación de poro y el tiempo de ésta. Estas presiones de poro se representan en función de la raíz cuadrada del tiempo. Basándose en este ensayo puede lograrse de la misma manera una clasificación para poder establecer un perfil estratigráfico del subsuelo. Uno de los métodos más frecuentemente usado por el ensayo de CPT-u es el método de clasificación de suelos propuesto por Robertson (1990).

El método de Robertson (1986 y 1990) es una guía para la caracterización mecánica de un suelo, tales como son los parámetros de rigidez y de resistencia (Lunne, Robertson y Powell, 1997), dado que en los ensayos no se puede esperar una lectura precisa para la caracterización del tipo de suelo, se lo conoce como Tipo de Comportamiento de Suelo (SBT) "Soul Behaviour Type", por sus siglas en inglés.

Robertson (1990) usa tablas para la realización de las gráficas en la caracterización del SBT, las tablas se establecen bajo los conceptos de los parámetros básicos del ensayo CPT como son la resistencia total del cono (Q_t) y la relación de fricción (F_r) proporcionando predicciones en el rango hasta los 20 metros de profundidad que son consideradas como razonables. Robertson clasificó estas tablas mediante el tipo de suelo en nueve diferentes zonas y les asignó un número tal como aprecia en la [Tabla 11](#).



$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \times 100\%$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}}$$

Zona SBT Robertson (1990)	Tipo de Suelo
1	Suelos finos sensitivos
2	Suelos orgánicos
3	Arcillas: Arcillas a arcillas limosas
4	Mezclas de limos: Arcillas limosas y limos arcillosos
5	Mezclas de Arenas: Arenas limosas a limos arenosos
6	Arenas: Arenas limpias a arenas limosas
7	Arena densa a arena gravosa
8	Arena fina a arena arcillosa (sobreconsolidada)
9	Suelos finos firmes (sobreconsolidado)

Tabla 11: Tabla de clasificación de suelos con el ensayo CPT-u

(Fuente: Robertson, 1990)

Para simplificación del uso de las tablas de clasificación de suelos, Robertson combina los parámetros normalizados Q_t y F_r , en el índice de comportamiento del tipo de suelo (I_c), donde I_c es el radio concéntrico que representa límites entre las zonas de la tabla (Robertson, 2009). Hay que considerar que para las zonas 1, 8 y 9 el índice no aplica. Las tablas solo sugieren un prototipo acerca del tipo de suelo y de su comportamiento ([Figura 12](#)).

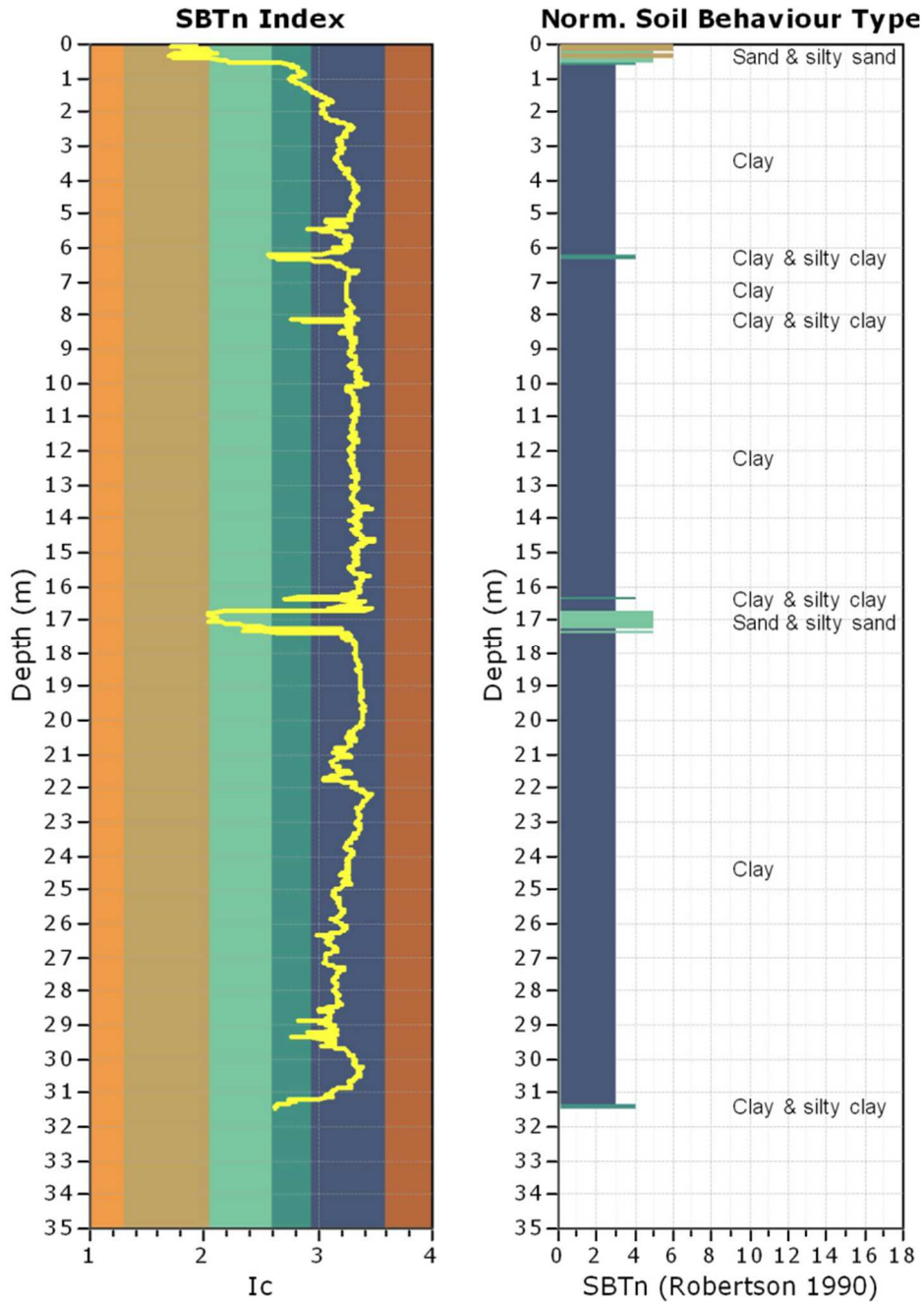


Figura 12: Gráficas de I_c con respecto al ensayo de CPT-u normalizado

(Fuente: Geostudios S.A.)

Una de las ventajas de realizar el ensayo de disipación de poros es que permite que a través de la técnica gráfica sugerida por (Robertson y Campanella, 1989) se obtiene el tiempo que corresponde al 50% de la consolidación para calcular el valor del coeficiente de consolidación en dirección radial u horizontal, este se calcula por la teoría de (Houlsby y Teh, 1988) usando la siguiente ecuación:

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

Dónde:

T = factor tiempo dado por Houlsby y Teh (1988) que corresponde a la posición de la presión de poro.

r = radio del piezocono

I_r = índice de rigidez, igual al módulo de corte G secante (para el 50% del esfuerzo de la falla, G_{50}) dividido para la resistencia al corte no drenada de la arcilla (S_u).

t_{50} = tiempo correspondiente al 50% de la consolidación.

A continuación por medio de una tabla se presentan proyectos de varias empresas consultoras de estudios de suelos. En estos proyectos se elaboraron ensayos CPT y CPT-u efectuados por las empresas SUBTERRA S.A. y TECNAC S.A., como subcontratos de la empresa Geoestudios y otros como estudios directos de SUBTERRA, como se especifica en la [Tabla 12](#). Con la ayuda de los ensayos de CPT y CPT-u se determinaron los diferentes tipos de suelos predominantes de éstos, con sus respectivas profundidades y espesores para todos los proyectos descritos, mediante las gráficas de clasificación de suelo del método de Robertson (1990). En ciertos proyectos se realizaron ensayos de disipación de poros, como se muestra en la tabla con las profundidades y cantidades para cada cono elaborado, además se muestran las coordenadas y la ubicación dentro del país de todos los CPT y CPT-u realizados en los proyectos.

ENSAYOS DE CPT										
Proyecto	Localización	Código	Coordenada (m) Este	Coordenada (m) Norte	Prof. (m)	Tipo de Suelo	Espesor de estrato	Disipación de poros		Prof. Disipación de poros
								SI	NO	
Acuarela II*	Bahía de Caráquez, Manabí	ACUARELA-1	564609.00	9929697.00	38.58	Arcilla y arcillas limosas	35,50 m	1		8,14 m
		ACUARELA-2	564653.00	9929753.00	39.40	Arcilla y arcillas limosas	36,40 m	2		15,01 m 20,24 m
PGNL Bajo Alto***	Bajo Alto, El Oro	BAJOALTO-1	624749.00	9655663.00	30.20	Arcilla y arcillas limosas Arena	24,00 m 1,80 m	2		5,25 m 15,01 m
		BAJOALTO-2	624697.57	9655722.33	29.87	Arcilla Arena	21,00 m 2,05 m	2		13,44 m 21,26 m
		BAJOALTO-3	624689.00	9655649.00	27.80	Arcilla y arcillas limosas Arena	18,00 m 3,90 m	1		22,37 m
		BAJOALTO-4	624608.00	9655617.00	40.00	Arcilla Arena	36,00 m 2,15 m	1		16,07 m
		BAJOALTO-5	624600.00	9655714.00	30.70	Arcilla y arcillas limosas Arena	24,40 m 5,30 m		X	
		BAJOALTO-6	624642.00	9655651.00	24.20	Arcilla Arena	15,20 m 2,90 m	1		15,53 m
		BAJOALTO-7	624586.00	9655736.00	31.60	Arcilla y arcillas limosas Arena	23,60 m 4,80 m	1		12,07 m
		BAJOALTO-8	624657.00	9655737.00	30.00	Arcilla y arcillas limosas Arena	21,20 m 2,40 m	1		13,50 m
		BAJOALTO-9	624664.00	9655697.00	25.45	Arcilla Arena	16,45 m 2,10 m	2		12,52 m 18,52 m
		BAJOALTO-10	624865.45	9655575.67	22.60	Arcilla Arena	19,90 m 2,20 m	1		20,64 m
		BAJOALTO-11	624729.00	9655576.00	31.50	Arcilla Arena	25,80 m 2,70 m	1		18,57 m
C.C. El Dorado**	Vía Samborondón, Guayas	CC.ELDORADO-1	625133.45	9772959.43	23.95	Arcilla y arcillas limosas	22,00 m		X	
Campamento TECNAC**	Durán, Guayas	TECNAC-1	628750.67	9757989.46	22.32	Arcilla Arena	5,00 m 11,30 m		X	
Colegio Aleman Humboldt**	Vía Samborondón, Guayas	C.ALEMAN-1	629352.48	9770677.89	38.97	Arcilla Arena	5,30 m 29,00 m		X	
DOCONSA**	Durán, Guayas	DOCONSA-1	630425.30	9757601.43	26.47	Arcilla	22,30 m		X	
Fábrica Galápagos***	Durán, Guayas	F.GALAPAG-1	632196.32	9757163.34	24.72	Arcilla y arcillas limosas	23,00 m	2		7,07 m 14,72 m
Edificio Farmalaya**	Durán, Guayas	ED.FARMALA-1	630270.59	9759307.53	41.34	Arcilla	39,00 m		X	
Edificio Platinum II**	Isla Mocoli, Guayas	ED.PLATINUM-1	626289.41	9767683.56	28.54	Limo arenoso Arena Arcilla	4,50 m 8,00 m 13,40 m		X	
Estadio Ramón Unamuno***	Guayaquil (Sur), Guayas	ERU-1	622354.74	9756930.98	39.98	Arcilla	38,00 m	8		5,50 m 9,00 m 12,65 m 16,00 m 20,00 m 24,00 m 28,05 m 31,83 m
C.B. Kennedy***	Guayaquil (Norte), Guayas	CB.KENNEDY-1	622297.41	9759581.51	34.60	Limo arenoso Arcilla	6,80 m 26,00 m	7		3,90 m 5,20 m 6,76 m 12,79 m 19,50 m 20,01 m 21,65 m
Hospital Abel Gilbert***	Guayaquil (Sur), Guayas	H.ABELGILBERT-1	618894.02	9755408.55	39.44	Arcilla Arena	3,80 m 33,00 m		X	
Hospital Zofragua***	Guayaquil (Sur), Guayas	H.ZOFRAGUA-1	622900.39	9748205.19	33.90	Arcilla	8,60 m		X	
		H.ZOFRAGUA-2	622895.05	9748257.15	33.35	Arcilla	7,20 m		X	
		H.ZOFRAGUA-3	622871.70	9748255.70	21.90	Arcilla	20,10 m		X	
		H.ZOFRAGUA-4	622837.94	9748229.56	32.40	Arcilla	6,40 m		X	
		H.ZOFRAGUA-5	622798.43	9748186.29	26.20	Arcilla	7,20 m		X	
		H.ZOFRAGUA-6	622798.32	9748282.47	21.80	Arcilla	9,00 m		X	
		H.ZOFRAGUA-7	622852.91	9748163.22	34.80	Arcilla	6,00 m		X	
		H.ZOFRAGUA-8	622819.15	9748378.45	21.30	Arcilla	18,00 m		X	
Ingenio San Carlos*	Marceliño Maridueña	SANCARLOS-1	627207.98	9767206.07	35.85	Arcilla y arcillas limosas	33,80 m		X	
LISOLA*	Isla Mocoli, Guayas	LISOLA-1	673989.55	9755851.71	30.00	Arcilla	10,70 m 19,50 m		X	
Pantanos Secos*	Vía Perimetral, Guayas	PANTASECO-1A	615835.64	9755800.42	43.10	Arcilla	41,00 m	4		6,68 m 11,79 m 18,34 m 30,63 m
		PANTASECO-5	616003.46	9755809.59	34.70	Arcilla y arcillas limosas	34,70 m	4		8,00 m 11,53 m 24,28 m 28,47 m
		PANTASECO-6	616060.24	9755421.63	32.60	Arcilla	32,60 m	4		7,30 m 12,50 m 22,58 m 32,20 m
		PANTASECO-7	616077.14	9755569.42	33.00	Arcilla y arcillas limosas	33,00 m	3		6,35 m 11,46 m 29,59 m
		PANTASECO-2*	616110.95	9755885.13	33.50	Arcilla	32,20 m	3		6,68 m 11,81 m 27,21 m
		PANTASECO-1	615764.21	9755750.61	30.40	Arcilla	29,30 m	3		7,22 m 11,97 m 23,97 m
Swisshotel***	Guayaquil (Centro), Guayas	SWISSHOTEL-SH1	624673.81	9757989.57	42.69	Arcilla Arena Arcilla	6,50 m 5,60 m 28,80 m		X	
Puente Mejía*	Manta, Manabí	P.MEJIA-1	558998.42	9890515.16	19.72	Arcilla Arena	3,90 m 16,20 m		X	
Puerto Manta*	Manta, Manabí	PUERTOMANTA-1	530901.00	98696815.24	7.53	Arcilla y arcilla limosa	7,00 m		X	
Planta GISIS*	Durán, Guayas	GISIS-1	629641.00	9757185.03	23.67	Arcilla y arcillas limosas Arena	18,0 m 4,60 m	2		3,5 m 11,73 m
		GISIS-2	629557.02	9757173.05	23.51	Arcilla y arcillas limosas Arena	17,10 m 5,20 m	1		6,53 m
		GISIS-3	629537.03	9757201.04	25.2	Arcilla y arcillas limosas Arena	18,30 m 6,10 m	1		4,01 m
		GISIS-4	629660.95	9757239.96	28.05	Arcilla y arcillas limosas Arena	21,20 m 6,90 m	1		3,41 m
		GISIS-5	629695.04	9757167.97	31.62	Arcilla y arcillas limosas Arena	21,70 m 8,10 m	2		2,99 m 11,01 m
		GISIS-6	629451.97	9757086.01	22.72	Arcilla y arcillas limosas Arena	16,80 m 4,30 m	1		6,76 m
		GISIS-7	629538.95	9757098.99	21.51	Arcilla y arcillas limosas Arena	18,00 m 3,50 m	2		6,53 m 10,75 m

* Proyectos elaborados por la empresa SUBTERRA S.A.
** Proyectos elaborados por la empresa TECNAC S.A.

*** Proyectos elaborados por GEOESTUDIOS S.A. con subcontrato a SUBTERRA S.A.

Tabla 12: Ensayos CPT-u realizados en diferentes provincias del país

A manera de ejemplo se presenta en un proyecto localizado en el cantón Durán, Guayaquil, aplicando dos métodos diferentes para la estimación del coeficiente de consolidación horizontal en campo utilizando el mismo CPTu. El método de cálculo del coeficiente de consolidación radial u horizontal propuesto por Houlsby y Teh (1988) es el mismo para ambos métodos. Las metodologías que se presentan a continuación son las propuestas por Robertson & Campanella (1989) y por Manteras, F. M., Odebrecht, E., & Schnaid, F. (2014), en el paper presentado por los mismos autores de “*On the interpretation of piezocone dissipation testing data.*”

El método gráfico sugerido por Robertson y Campanella (1989) trata básicamente que por medio de la curva del ensayo de disipación de poros se trace una línea recta en la pendiente de la curva como se muestra en la [Figura 13](#). Una vez trazada la pendiente, es prolongada de tal manera que intercepte con la presión hidrostática (u_0), seguido de esto se baja de manera perpendicular hasta llegar los valores del tiempo de consolidación, la mitad que resulte del valor que se obtiene de la perpendicular proyectada es el valor del t_{50} .

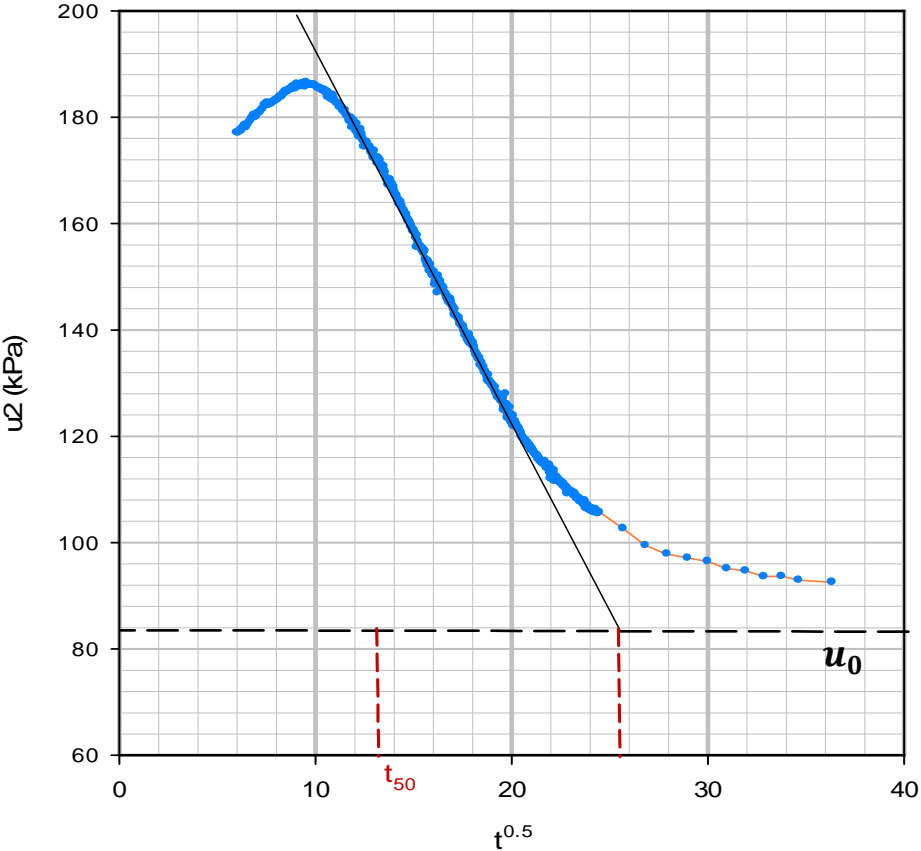


Figura 13: Cálculo del t_{50} por Robertson y Campanella (1989)

(Fuente: Geoestudios S.A.)

La [Figura 13](#) muestra la determinación del tiempo de consolidación correspondiente al 50% resultando éste igual 173 segundos. El t_{50} es necesario para determinar el coeficiente de consolidación horizontal C_h sugerido por Teh & Houlsby (1988). Con los parámetros de suelo y del cono obtenidos por medio del ensayo CPT-u se puede reemplazar la expresión, obteniendo lo siguiente:

$$C_h = \frac{0.245 \cdot (0.01784)^2 \cdot (205)^{0.5}}{173} = 203 \text{ m}^2/\text{año}$$

El método de determinación del t_{50} propuesto Manteras, F. et al. (2014) se basa un método matemático. La interpretación del valor del 50% del tiempo de consolidación es calculada mediante la primera y segunda derivada de la curva corregida del ensayo de disipación de poros, mediante una función polinómica de 9no orden. El t_{50} para este método será igual al mínimo valor de u_2 de la gráfica de la primera derivada (pendiente igual a cero), y la máxima pendiente de la segunda derivada, las cuales coinciden con una línea vertical proyectada con la pendiente de la curva de la gráfica del exceso de presión de poros. La abscisa que corresponda a estos dos puntos será el t_{50} . El ejemplo es mostrado en la [Figura 14](#).

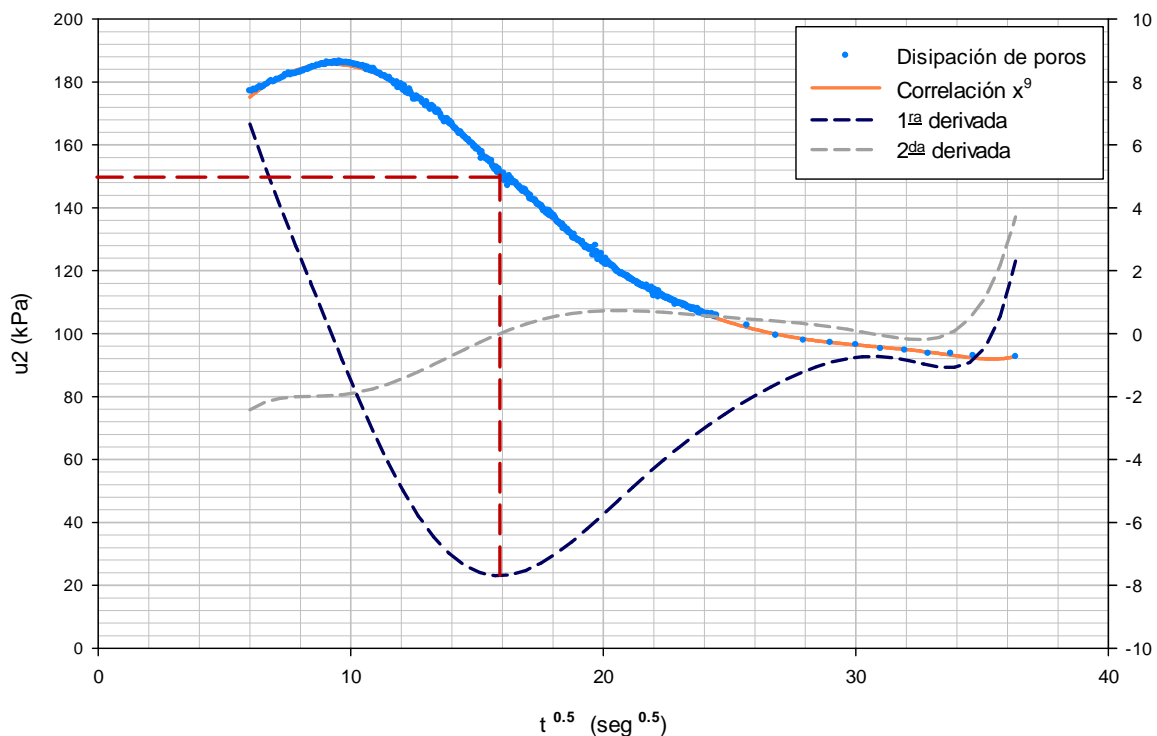


Figura 14: Cálculo del t_{50} por el método de la 1ª y 2ª derivada

El t_{50} da igual a 250 segundos por lo que el valor del coeficiente de consolidación horizontal (C_h) es igual 148 m²/año, utilizando los mismos parámetros que el método anterior dado que se trata del mismo ensayo de disipación de poros.

$$C_h = \frac{0.245 \cdot (0.01784)^2 \cdot (205)^{0.5}}{250} = 148 \text{ m}^2/\text{año}$$

Veleta de Campo

El ensayo de veleta de campo debe realizarse de acuerdo a los procedimientos que indica la norma ([ASTM D 2573](#)). Antes de llegar a la profundidad deseada a la cual se requiere realizar el ensayo, estrato identificado previamente, se detiene la perforación dejando la tubería a una profundidad de por lo menos 5 veces el diámetro del revestimiento. Posteriormente se introduce la veleta desde el fondo de la perforación en un solo empujón hasta la profundidad deseada teniendo precaución de no aplicar ningún torque a las barras durante el empujón.

Con la veleta en posición se aplica el torque a la veleta a una velocidad tal que no exceda 0.1°/seg-(1°/10seg, 6°/min), (permitiéndose variaciones de 0.05 a 0.2°/seg). Esto generalmente requiere un tiempo de falla de 2 a 5 minutos, excepto en arcillas muy duras donde el tiempo de falla puede ser como mucho de 10 a 20 minutos. En materiales más duros, que alcanzan fallas a pequeñas deformaciones, se puede considerar reducir a velocidad del desplazamiento angular. Durante la rotación de la veleta, se ubica a una elevación fija y se registra el máximo torque. Con instrumentos con pasos engranados es aconsejable leer valores intermedios de torque a intervalos de 15 segundos o a menor frecuencia si las condiciones lo requieren.

Seguido a la determinación del máximo torque, se gira la veleta rápidamente a través del suelo a 5 a 10 revoluciones como mínimo; la determinación de la resistencia remoldeada puede hacerse inmediatamente después de completar la rotación rápida y nunca más de 1 minuto después del proceso de remoldeo. En la [Figura 15](#) se muestra un esquema de la veleta de campo.

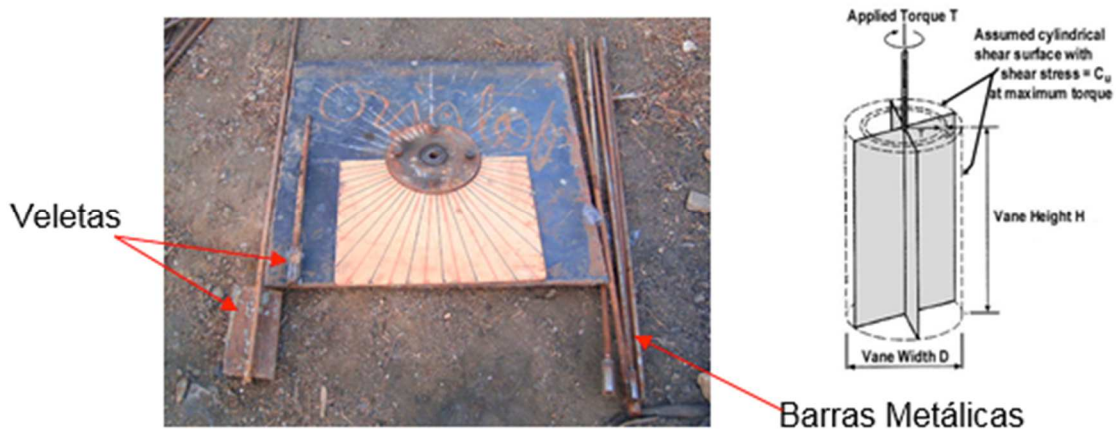


Figura 15: Veleta de Campo y barras de extensión utilizadas

3.1.2 Métodos Indirectos

Para caracterizar propiedades dinámicas del perfil de suelo, como la velocidad de onda cortante (V_s) se podrían utilizar ensayos de análisis espectrales de ondas superficiales activos (MASW o SASW) y pasivos (REMI), entre otros ensayos. La estimación de la velocidad de onda cortante se emplea para calcular el módulo de rigidez al corte (G) que luego se utiliza para los análisis respuesta de sitio o para cualquier análisis geotécnico que se tenga de evaluar deformaciones, la estimación de las V_s es cada vez mas utilizado porque este representa una propiedad muy importante del suelo.

Ensayos REMI, MASW y REMI+MASW

Los ensayos relacionados con los métodos geofísicos indirectos, son aquellos que están basados en los análisis de las ondas superficiales. Entre los más conocidos de estos métodos mencionados están los de: Análisis Espectral de Ondas Superficiales y/o Análisis Multi-canal de Ondas Superficiales, que se encuentran basados en la dispersión de las ondas para determinar la velocidad de las ondas en fase para diferentes frecuencias de la misma. A continuación, por medio de un análisis de inversión no lineal, se estima hallar un perfil teórico que se adapte a la curva de dispersión experimental.

La ventaja de estos métodos de ensayos geofísicos es que en comparación con otras técnicas tradicionales de métodos geofísicos, se debe a que ayudan a poder detectar los estratos de los suelos más blandos, bajo otros suelos más rígidos.

El ensayo REMI y MASW evalúa las ondas Rayleigh que se transmiten por la superficie del terreno, cuyo rango de profundidad es proporcional a su longitud de onda (λ). Su velocidad de propagación, se define como velocidad de fase CR , y la relación entre estas con la Velocidad de las ondas de cortes S se expresa como $CR = 0,94 V_s$.

El Ensayo de Análisis de Ondas Superficiales (MASW) en Arreglos Multicanales permite poder establecer la estratigrafía de un subsuelo que se encuentra bajo un punto de manera indirecta, esto se debe al cambio de las propiedades dinámicas de los materiales compuestos en el suelo.

Es un método geofísico que se basa en el análisis de las ondas superficiales (Ondas Rayleigh u Ondas R) de un registro en arreglo multicanal, estas ondas son generadas por un campo de energía impulsiva en determinados puntos que están situados a distancias predeterminadas sobre un eje a lo largo de una superficie del terreno, consiguiéndose de tal manera un perfil de velocidades de las ondas cortantes (V_s) para el punto central de dicha línea.

La combinación de las técnicas pasiva (REMI) y activa (MASW) para el análisis de ondas superficiales ayuda en el análisis de una amplia gama de frecuencia y profundidad. La técnica pasiva (REMI) alcanza mayor profundidad al emplear las ondas de baja frecuencia generadas, y por lo tanto, una dispersión procesada pero carece de información a menores profundidades. Esta deficiencia puede ser eliminada por el uso de MASW activa que emplea una onda de alta frecuencia de menor profundidad de penetración y proporciona información acerca de los estratos de menor profundidad. Existen varios tipos de arreglos para los análisis espectrales, uno muy utilizado es en arreglo de L para realizar la técnica pasiva y activa, como se muestra en la [Figura 16](#).

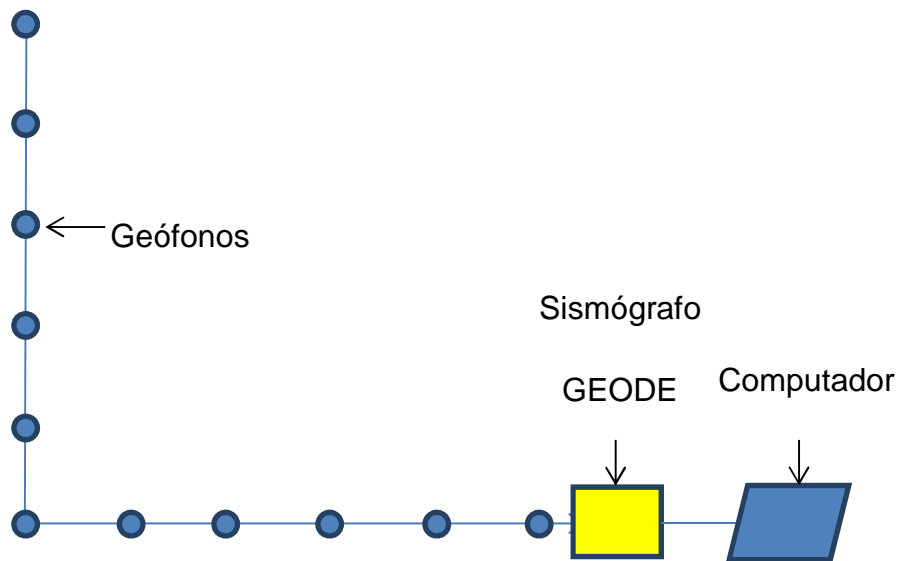


Figura 16: Arreglo geométrico contemplado para la adquisición de datos

Estimación del periodo Elástico del subsuelo, Técnica Nakamura

En general, la no linealidad del suelo afecta no sólo a la amplificación del registro de entrada en roca, sino también al período predominante del movimiento en la superficie del suelo. El período de sitio predominante (elástico o inelástico) es fuertemente dependiente de las características de intensidad y de las características de vibración del registro de entrada. A bajos niveles de intensidad y vibración, el suelo se comporta elásticamente. Pero a medida que el nivel de esfuerzo de corte que es transferido a los suelos blandos aumenta y se desarrollan altos esfuerzos cíclicos, la rigidez de la estructura del suelo se degrada, cambiando su respuesta hacia un comportamiento no lineal que afecta a su período de sitio predominante. Por otro lado, la capacidad de absorción de energía de un sistema flexible, como el suelo blando, aumenta cuanto más alto son los períodos de vibración y más larga es la duración del sismo, que a su vez, reduciría la amplificación del registro en el nivel de la superficie. Ahí radica la importancia de considerar tanto los comportamientos elásticos como los inelásticos.

Para los análisis espectrales se recomienda la técnica propuesta por (Nakamura, 1989), esta supone que solamente la componente horizontal de los microtremores está influenciada por el subsuelo y que las características espectrales de la fuente de movimiento se mantienen en la componente vertical.

La amplificación del movimiento del suelo debido a los efectos de sitio se expresa aquí como la relación espectral (SR) entre las componentes horizontales del movimiento sísmico superficial (HS) y la componente horizontal del movimiento sísmico en la base. Como resultado del análisis espectral se obtiene el valor de mayor amplificación y la frecuencia predominante de vibración. El inverso de la frecuencia corresponde al periodo elástico predominante de vibración del subsuelo.

3.2 Ensayos de Laboratorio

Una de las finalidades de un estudio de campo es poder obtener muestras representativas y sin alteración en la estructura de los suelos, para poder llevarlos a laboratorio para realizar los respectivos ensayos y den resultados confiables. Con estos ensayos de laboratorio se espera estimar los parámetros requeridos del suelo para los fines ingenieriles de diseño.

3.2.1 Selección de muestras

La NEC-15-SE-CM hace mención sobre la forma en la que se deben realizar las extracciones de las muestras al momento de realizar una campaña de exploración, estas muestras tienen que ser manipuladas muy delicadamente, de tal forma que, puedan garantizar tanto su representatividad y conservación. Las muestras que el ingeniero geotécnico decida seleccionar para seguidamente proceder a realizar los respectivos ensayos de laboratorio deben estar correspondidas para los distintos tipos de materiales que se vean involucradas en el área de estudio del proyecto.

3.2.2 Tipo y número de ensayos

El tipo y número de ensayos que se vayan a realizar depende básicamente de ciertas características y propiedades particulares, del alcance del proyecto de estudio y muy importante también del criterio que tenga el ingeniero geotécnico.

Los tipos de ensayos similarmente están sujetos al criterio del ingeniero encargado del proyecto, el cual tiene la decisión de escoger los ensayos pertinentes que vayan

a ser de vital interpretación para el mismo para conocer con claridad la clasificación, peso unitario y permeabilidad en las muestras ya pre seleccionadas. Estos ensayos tienen el objetivo de mostrar las propiedades mecánicas de compresibilidad y expansión para las muestras escogidas, así como las propiedades de esfuerzo-deformación y de la resistencia al corte ante cargas monotónicas.

3.2.3 Propiedades y características básicas

La NEC-15 sugiere como mínimo para una caracterización de suelos a determinar con los ensayos de laboratorio que se obtengan las propiedades presentadas a continuación:

- Peso Unitario
- Humedad Natural
- Límites de Atterberg
- Clasificación completa para cada uno de los estratos y los distintos niveles de meteorización según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCS).

Uno de los parámetros importantes también que se debe calcular o determinar es la resistencia al esfuerzo cortante en cada uno de los materiales encontrados en el muestreo, como por ejemplo:

- Ensayo de compresión simple
- Ensayo de triaxial no consolidado no drenado (UU)
- Veleta de laboratorio
- Resistencia índice (Ensayo de torvane, penetrómetro de bolsillo) o Ensayo de corte directo en tipos de muestras que son tomadas como inalteradas de tipos de suelos finos o cohesivos.
- Estimaciones de resistencia por medio de correlaciones con Ensayos CPT (Cono Estático) en suelos finos o cohesivos y en suelos arenosos.

Para la caracterización de compresibilidad de los suelos cohesivos se realizan ensayos de consolidación unidimensional en laboratorio, percatándose así de ejecutar los ensayos con muestras inalteradas.

Ensayo de Penetrómetro de Bolsillo

El penetrómetro manual o también conocido como de bolsillo es un pistón cargado por un resorte, este se introduce dentro de la superficie de una muestra de arcilla, el cual registra la resistencia última (q_u) que brinda la arcilla a la penetración del pistón. Esta resistencia se correlaciona directamente con la resistencia al corte no drenado del suelo, mediante la siguiente ecuación:

$$S_u = \frac{q_u}{2}$$

La penetración del aparato tiene que realizarse suavemente y es más confiable para arcillas medianamente duras. En arcillas muy duras o frágiles la penetración llega a romper el suelo, el cual no arroja resultados confiables. En arcillas blandas no hay suficiente resistencia para que se registre en el medidor del penetrómetro.

Los penetrómetros de bolsillo pueden ser utilizados tanto en campo, como en el laboratorio, y de estos se obtiene una medida relativamente “cruda” de la resistencia, la cual estará relacionada en buena parte por la forma en como el operador realice el ensayo.

Ensayo de Torvane

El ensayo de Torvane se realiza mediante un dispositivo de mano con una cabeza de forma circular que posee una serie de veletas organizadas radialmente alrededor de la circunferencia que es utilizada para determinar rápidamente la resistencia al corte no drenado S_u , en suelos cohesivos, ya sea en el laboratorio o en campo. Las veletas del torvane se introducen dentro del suelo arcilloso y se aplica un torque a través de un resorte calibrado llegando a la falla de la arcilla. La lectura muestra la resistencia al corte no drenado.

La metodología es similar a la que se realiza para los ensayos con penetrómetro de bolsillo, que consiste en hacer tres mediciones sobre la muestra contenida en el Shelby al inicio, en el tramo central y al final del tubo para calcular la media de la resistencia al corte no drenado de la arcilla.

El torvane permite tomar la medida de la resistencia al corte no drenado en los lados de calicatas, zanjas o excavaciones. También puede ser utilizado en extremos de muestras para tubos de pared delgada como los tipo Shelby y otros tipos de muestras que son obtenidas mediante una campaña de exploración.

El ensayo se debe utilizar sólo para suelos cohesivos totalmente saturados cuya resistencia no drenada es independiente del esfuerzo normal. El rango de tensiones permite que sea utilizado para arcillas que varían en consistencia desde muy suave a rígida aunque es más confiable para arcillas blandas que para arcillas duras debido a que al penetrar las veletas pueden romper la arcilla localmente.

La resistencia al corte de un suelo cohesivo depende de varios factores, entre ellos incluyen: la velocidad de carga, la orientación del plano de falla, la migración de agua de los poros durante los ensayos, entre otros. El torvane no elimina los efectos de cualquiera de estas variables, sin embargo, un gran número de pruebas de laboratorio muestran una excelente concordancia entre el ensayo de compresión no confinada y el ensayo torvane.

Ensayo de compresión simple o no confinada

Este ensayo tiene por la finalidad de determinar la resistencia a la compresión no confinada (q_u) de una probeta cilíndrica de suelo cohesivo para muestras inalteradas y remoldeadas, donde se puede obtener un valor de la sensibilidad de las arcillas, e indirectamente obtener la resistencia al corte no drenado (S_u) siendo la mitad de la resistencia a la compresión.

$$S_u = \frac{q_u}{2}$$

Esto se basa en el hecho de que el esfuerzo principal menor es cero al realizar el ensayo sin confinamiento alguno, y de que el ángulo de fricción interno se supone

cero al ser un ensayo no drenado sobre una arcilla. Este ensayo es utilizado comúnmente para las arcillas deltaicas-estuarinas de la ciudad de Guayaquil, ya que proporciona un método rápido y económico para obtener un parámetro de diseño ampliamente utilizado en estudios geotécnicos.

3.3 Clasificación de suelos, Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCS)

Uno de los aspectos fundamentales en la caracterización geotécnica de un subsuelo, es el uso de terminologías comunes y de uso internacional, como es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS propuesto por Casagrande, A. 1948 y presentado por la Norma Americana Estándar de Pruebas de Materiales, designación ASTM – D – 2487, el mismo que será empleado para definir y analizar las series estratigráficas que conforman el subsuelo. El sistema SUCS ha sido considerado como válido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15.

El comportamiento que tienen los diferentes tipos de suelos es complejo y variable debido a las propiedades granulares y la coexistencia de ciertas partículas sólidas con fluido intersticial que por lo general se encuentran compuestas por uno o más de un tipo de fluido.

Originalmente lo que es actualmente el sistema AASHTO fue elaborado a partir de los años '20. Este sistema se basa en las propiedades de consistencia de los materiales del suelo que son usados para la construcción de vías o caminos. Se establece en una repartición granulométrica, el límite líquido y el límite plástico. Los diámetros estándares de los tamices son: #10, #40 y #200 (aberturas de mallas de 2, 0,42 y 0,075 milímetros respectivamente) los que son considerados de vital importancia.

El medio que utiliza el USDA (Departamento de Agricultura de EEUU, siglas en inglés) es el que elabora una clasificación de los materiales del suelo por la granulometría en un triángulo de textura tomando en consideración el contenido de arena, limo y arcilla. El Eurocódigo 7, el cual se basa en los diseños geotécnicos, clasifica a los suelos a través de los ensayos siguientes: el contenido de humedad,

densidad de partículas, análisis granulométrico, límites de Atterberg, ensayo de índice de densidad para materiales granulares, dispersibilidad del suelo y susceptibilidad a congelamiento, (Santamarina.C 2004).

El análisis fundamental del Sistema Unificado de la Clasificación de Suelos (SUCS) mediante el comportamiento general que poseen los suelos se presenta en la siguiente sección del capítulo 4.4.1, adicionalmente se presenta la identificación de algunos parámetros fundamentales que necesitan de una adecuada caracterización.

3.3.1 Análisis fundamental del Sistema Unificado

El Sistema de Clasificación de Suelos, SUCS (IRAM 10509 y ASTM D 2487 y 2488) es método generalmente más aplicado en la parte de la geotecnia. Este sistema fue en su comienzo sugerido por Arthur Casagrande en el año 1932, y fue continuamente tomado por el Departamento de ingeniería de los Estados Unidos en el año de 1942, finalmente fue presentado a la ASCE (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, por sus siglas en inglés) en el año de 1948 (Casagrande 1932, 1948). La U.S. Army Corps of Engineers empezó a utilizarla en el año de 1953, mientras que la U.S. Bureau of Reclamation la empleó en 1974. Este análisis fundamental está constituido por los límites de Atterberg, Límite Líquido (LL) y Límite Plástico (LP) y por el análisis granulométrico de los suelos, Santamarina C., 2004.

La decisión más importante y la que tiende a ser la primera, está basada debido al contenido de finos, la cual se define como las partículas que poseen un diámetro menor a 0,075 milímetros, los cuales hacen referencia a los pasantes del tamiz #200. Si los pasantes del tamiz #200 corresponden a un porcentaje menor del 50% en el peso del suelo, esto señala a que el suelo es clasificado como “grueso” y se puede también ser subclasificado como arena o grava por medio del tamiz #4. Si el suelo esta clasificado como “fino”, este similarmente se puede subclasificar tanto en limo o en arcilla, por medio de los límites de plasticidad. La [Figura 17](#) presenta un esquema gráfico y simplificado del sistema SUCS.

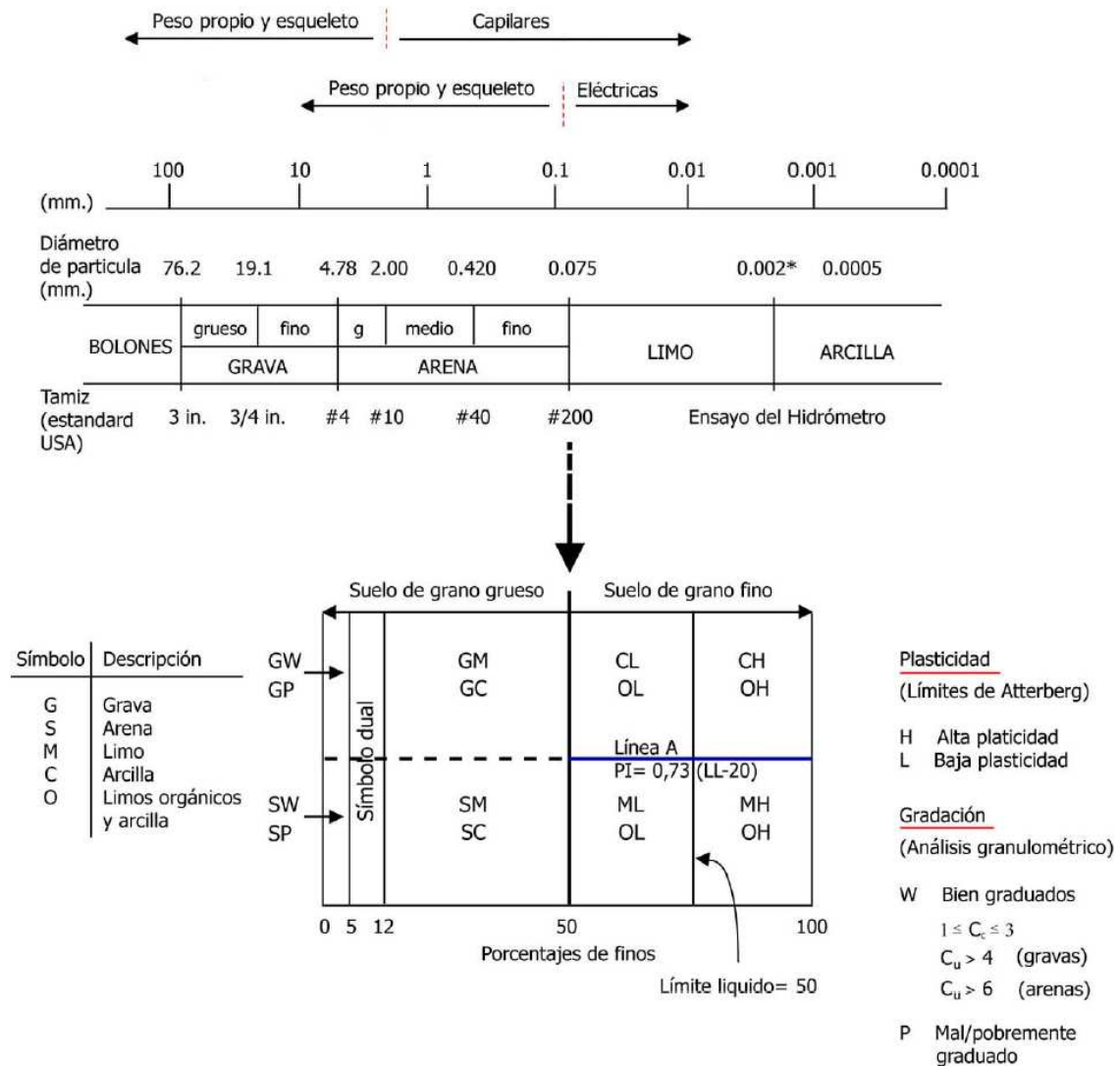


Figura 17: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Basado en el análisis granulométrico y los límites de Atterberg

(Fuente: Santamarina C., 2004)

Quando se busca analizar a las fuerzas que dominan sobre las partículas, la utilización e identificación del tamiz #200 es de amplia importancia. Estas fuerzas dominantes incluyen las de peso propio, los esfuerzos efectivos, fuerzas capilares, y fuerzas eléctricas.

La velocidad en la disipación de exceso de presión de poros, viéndolo desde la perspectiva de diseño, distingue entre el análisis en condiciones “drenadas” o en “no drenadas”. Generalmente, las condiciones de carga “drenadas” están relacionadas con suelos compuestos de grano grueso, mientras que las condiciones de carga “no drenadas” están asociadas a suelos de grano fino.

No obstante, un material de grano grueso con la presencia de aproximadamente un 10% de finos es influenciado ampliamente en su permeabilidad, haciendo que este valor conmute en órdenes de magnitud. Sin embargo, el SUCS posee un rango que varía de 5% a 12% del contenido de los finos, lo que modifica la clasificación de suelos. En efecto, un suelo granular con una relación de vacíos $e \approx 0,6$ colmata en su espacio intersticial con un porcentaje de finos de entre ~5% a 15%. En ausencia de finos, el empaquetamiento de granos en suelos gruesos (gravas o arenas) depende del coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10}$; este coeficiente es determinado por las relaciones de vacío máximas y mínimas que un cierto suelo granular puede llegar a alcanzar. El coeficiente de curvatura $C_c = D_{30}^2/(D_{10} \cdot D_{60})$ adiciona la información sobre la convexidad en la curva granulométrica, mostrando así la presencia de diámetros extremos, (Santamarina C., 2004).

Consecuentemente, los límites de Atterberg son usados y tomados para clasificar a los suelos finos. Estos tipos de ensayos cuantifican la superficie específica y la formación de tejidos. Los ensayos de límites de consistencia tienen que ser elaborados con el mismo tipo de fluido en el suelo involucrado a lo largo de la vida útil del proyecto en estudio, ya que las diferentes concentraciones e iones del mismo afectan la capa difusa y las fuerzas de repulsión.

De lo expuesto y de acuerdo con los resultados de varias investigaciones desarrolladas en los últimos 15 años, sobre la influencia en las propiedades mecánicas del contenido de finos en la matriz de suelos granulares (arenas o gravas), en el Capítulo 4.1.1 del documento de la norma (NEC-15-SE-CM) hace énfasis que las arenas o gravas que tengan mayor del 30% del peso que pase por tamiz No. 200 (suelos finos mayores al 30%) y que tengan límite líquido $w_L \geq 30\%$ e índice plástico $IP \geq 15\%$, se comportaría como suelo fino, es decir el comportamiento mecánico de estos suelos granulares estaría controlada por la matriz de suelo fino.

3.4 Caracterización geomecánica detallada en el estudio geotécnico definitivo

Estas propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo se determinan mediante procedimientos que hayan sido aceptados de campo o laboratorio. Como requisito para estas propiedades se determinan:

- Resistencia al esfuerzo de corte
- Propiedades esfuerzo-deformación
- Propiedades de compresibilidad
- Propiedades de expansión
- Propiedades de permeabilidad
- Otras propiedades que resulten pertinentes de acuerdo a la naturaleza geológica del área.

3.5 Parámetros de respuesta sísmica o del suelo

Los parámetros dinámicos del suelo se determinan mediante ensayos de laboratorio, tales como: de columna resonante, ensayo triaxial cíclico, corte simple cíclico u otro similar técnicamente sustentado, estos ensayos ayudan a obtener a diferentes niveles de deformación el módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, ξ .

Se debe tener presente que los valores para G y ξ que han sido obtenidos mediante ensayos, están relacionados a los niveles de deformación impuesto en cada uno de los aparatos y puede diferir de los prevalecientes en el campo.

CAPÍTULO 4: METOLOGÍA APLICADA

4.1 Método de Asaoka (1978)

4.1.1 Estimación gráfica para predicción de asentamientos

En 1978, Asaoka propuso un nuevo método para la predicción de asentamientos. La filosofía en la que se basa es la de “procedimiento de observación”. La teoría se deriva de la ecuación de consolidación de 1D. Asaoka combinó las ecuaciones de Mikasa (1965) con la de Terzaghi (1925), y finalmente derivando dichas ecuaciones obtuvo la ecuación para la deformación última vertical.

$$\delta_{ult} = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1}$$

Dónde:

β_1 = Pendiente de la línea de tendencia (Asaoka, 1978)

β_0 = Valor de la intersección de la línea de tendencia con la coordenada vertical (ρ_i).

Para aplicar el método de Asaoka se deben registrar las lecturas de tiempo y magnitud de los asentamientos medidos en campo durante un período de tiempo, hasta que dichas magnitudes de asentamientos sean mínimas con respecto a las anteriores tomadas, lo que significa una aparente consolidación.

Las mediciones de los asentamientos en campo también son de utilidad para la determinación de coeficiente de consolidación vertical utilizando el método gráfico de Asaoka (1978), como presentan Mesri, G., & Huvaj-Sarihan, N. (2009).

A continuación se muestra un ejemplo práctico de aplicación del método de Asaoka (1978) donde se tiene la data de las lecturas de asentamientos registrados en campo, que se evaluaron en la columna de un edificio. Los valores muestran la fecha cuando fue tomada la lectura, y la magnitud de las mismas. Cabe recalcar que para aplicar correctamente el método de Asaoka debe existir una relación de tiempo (ΔT) de lecturas tomadas iguales, en este caso se registró cada 100 días, como se presenta a continuación:

Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
23-nov-92	1.5	
06-mar-93	5.6	1.5
12-jun-93	17.7	5.6
20-sep-93	29.8	17.7
27-dic-93	36.9	29.8
04-abr-94	41.5	36.9
18-jul-94	45.6	41.5
25-oct-94	48.4	45.6
31-ene-95	51.3	48.4
18-abr-95	53.25	51.3
06-ago-95	55.1	53.25
08-nov-95	56.1	55.1
08-feb-96	57.2	56.1
12-may-96	58.1	57.2
09-sep-96	59.14	58.1
08-dic-96	59.84	59.14
08-mar-97	60.49	59.84
19-jul-97	61.30	60.49
		61.30

Tabla 13: Tabla de magnitud de asentamientos registradas cada 100 días

Una vez obtenida la data de los asentamientos se grafica una línea base que forma un ángulo de 45° tomando los valores de una misma columna para los ejes en “x” y “y”. Seguido a esto se insertan los puntos de las dos columnas: ρ_i y ρ_{i-1} , usando “ ρ_{i-1} ” como coordenada horizontal y “ ρ_i ” como coordenada vertical. Sucesivamente se traza una línea de tendencia que pase por los puntos graficados en la figura, y ésta a su vez, intersectada con la coordenada vertical nos da β_0 , y la pendiente de la línea de tendencia será igual a β_1 , tal como se muestra en la [Figura 18](#).

Por lo tanto la deformación última vertical es igual a:

$$\delta_{ult} = \frac{\beta_0}{1 - \beta_1} = \frac{10.49}{1 - 0.84} = 66 \text{ cm}$$

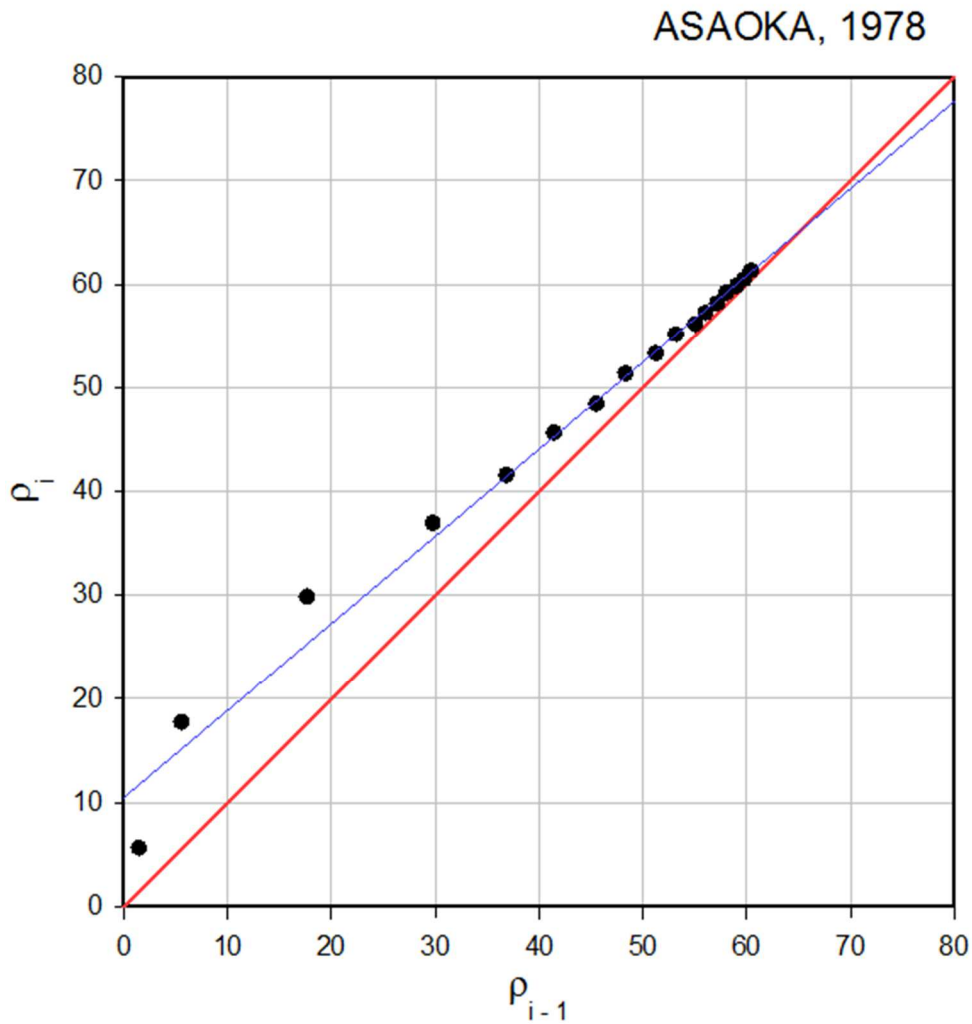


Figura 18: Método gráfico de Asaoka (1978)

4.1.2 Estimación de coeficiente de consolidación vertical

Como proponen Mesri, G., & Huvaj-Sarihan, N. (2009), el coeficiente de compresibilidad vertical del suelo puede ser determinado usando el método de Asaoka (1978) bajo la siguiente expresión derivada por los mismos autores:

$$C_v = -\frac{5}{12} H^2 \frac{\ln \beta_1}{\Delta T}$$

Dónde:

C_v = Coeficiente de consolidación vertical

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo

H = Distancia máxima a la frontera drenante

β_1 = Pendiente de la línea de tendencia (Asaoka, 1978).

ΔT = Relación de tiempo en el que se toman las lecturas de asentamiento.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.1 Caracterización geotécnica del subsuelo

La caracterización geotécnica tiene como finalidad recopilar e interpretar de forma técnica la información obtenida por medio de los estudios geotécnicos, con el propósito de caracterizar el suelo o material del sitio donde se desea realizar un proyecto y así determinar mediante una evaluación detallada de los posibles modos de falla y deformaciones que pueden acontecer en el estrato de estudio.

“Una adecuada caracterización del subsuelo es uno de los factores principales e importantes que permite un diseño seguro y económico de la cimentación de las estructuras” (NEC-15-SE-CM). Así como lo indica la norma NEC-15 para poder obtener un apropiado diseño, sin la necesidad de aumentar nuestra incertidumbre a la hora de construir sobre dicho subsuelo es necesario haber caracterizado el subsuelo de forma correcta, en este capítulo se presentará sobre las recomendaciones que presenta la norma NEC-SE-CM para la misma, y haciendo menciones especiales en todos los detalles y procedimientos a considerar en la caracterización.

Las profundidades y números de sondeos son necesarios, ya que se requieren para que el ingeniero civil especialista en geotecnia pueda presentar un claro modelo geotécnico del subsuelo, y a su vez el estudio técnico necesario de los resultados de la exploración de campo realizada para poder establecer de forma clara la identificación del tipo de perfil del sitio (A, B, C, D, E o F) tal como lo muestra la [Tabla 1](#).

5.1.1 Información previa para caracterizar

Una de las primeras acciones que debe tomar el ingeniero responsable es la visita obligatoria al sitio del proyecto, para poder levantar la información necesaria del mismo, y a su vez es de suma importancia que el especialista investigue acerca de las características del sitio que la NEC-15-SE-CM menciona, entre ellas se encuentra:

- Geología
- Clima
- Vegetación
- Edificaciones e infraestructuras vecinas
- Estudios anteriores

5.2 Parámetros geotécnicos generales en arcillas

Para caracterizar un suelo arcilloso y poder evaluar los estados límites de servicio, los parámetros de compresibilidad del suelo, (tasa de compresión, CR , y tasa de recompresión, RR) son determinados mediante ensayos de laboratorio, o a su vez, por medio de correlaciones con parámetros obtenidos por ensayos de campo y calibrados en arcillas. Para el presente trabajo académico para los depósitos de arcilla de la ciudad de Guayaquil, los valores de CR y RR son estimados mediante ensayos edométricos y por medio de las correlaciones con el contenido de humedad (ω) descritos en el documento de microzonificación sísmica y geotécnica de la Ciudad de Guayaquil (Vera Grunauer, X, 2014) y éstos son expresadas mediante las siguientes expresiones:

$$CR = 0,03 \sqrt{\omega}$$

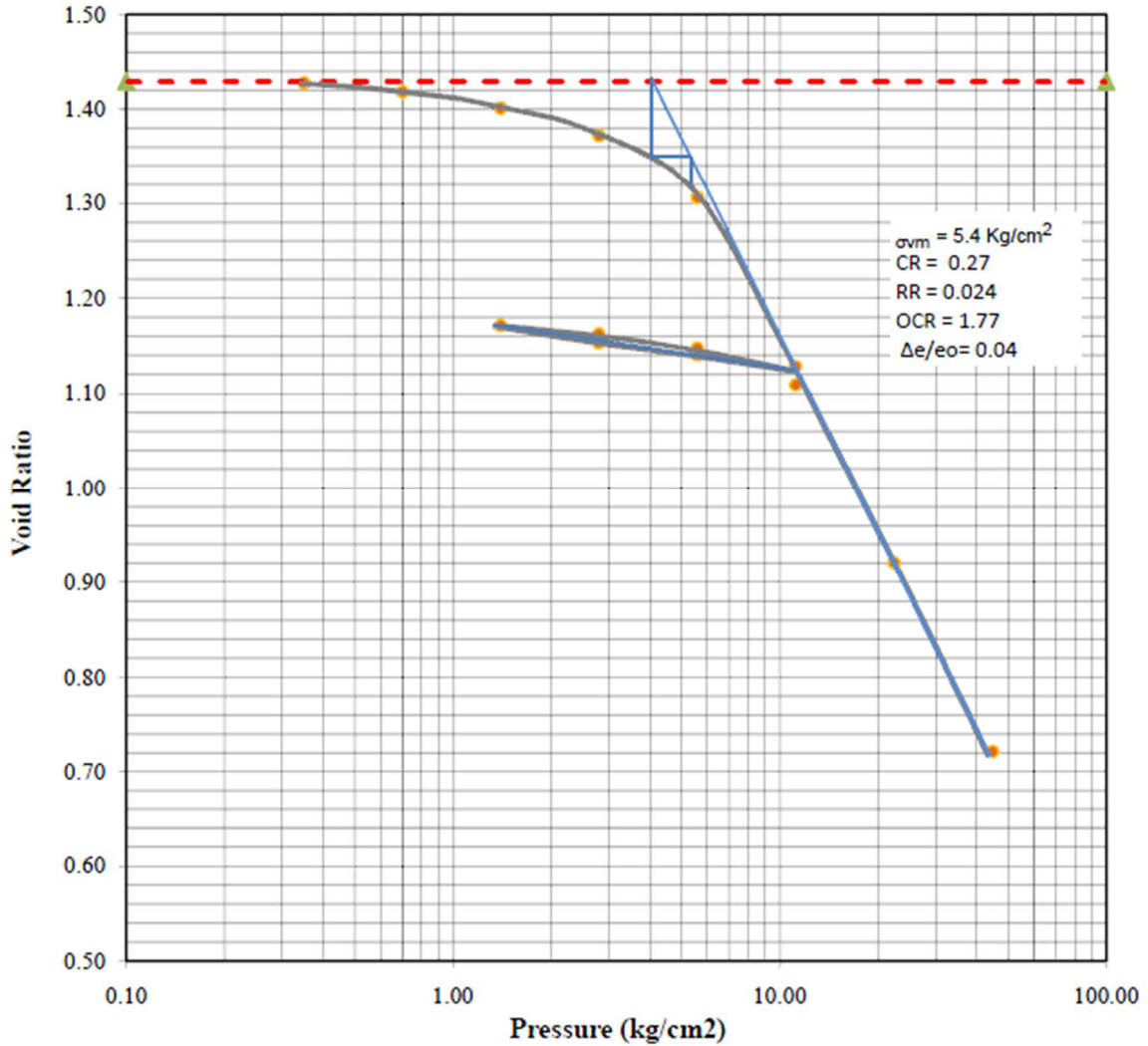
$$RR = 0,1 CR$$

Dónde:

ω = Contenido de humedad natural

A continuación se presentan las [Figura 19](#) y [Figura 20](#) que muestran los parámetros CR y RR medidos en campo mediante un ensayo de consolidación edométrico de laboratorio realizado por Geoestudios S.A. para el proyecto Swissotel a una profundidad de 44 m (centro de la ciudad de Guayaquil). Estos parámetros de compresibilidad muestran valores de 0.27 y 0.024 para CR y RR respectivamente. El OCR obtenido en el ensayo es de 1.8, posiblemente el valor de OCR de campo es mayor debido a la alteración de la muestra de suelo. El coeficiente de consolidación vertical (C_v) en la rama de recompresión es de 31 a 20 $m^2/año$. En la rama virgen es de 18 $m^2/año$.

Consolidation Test Test Results

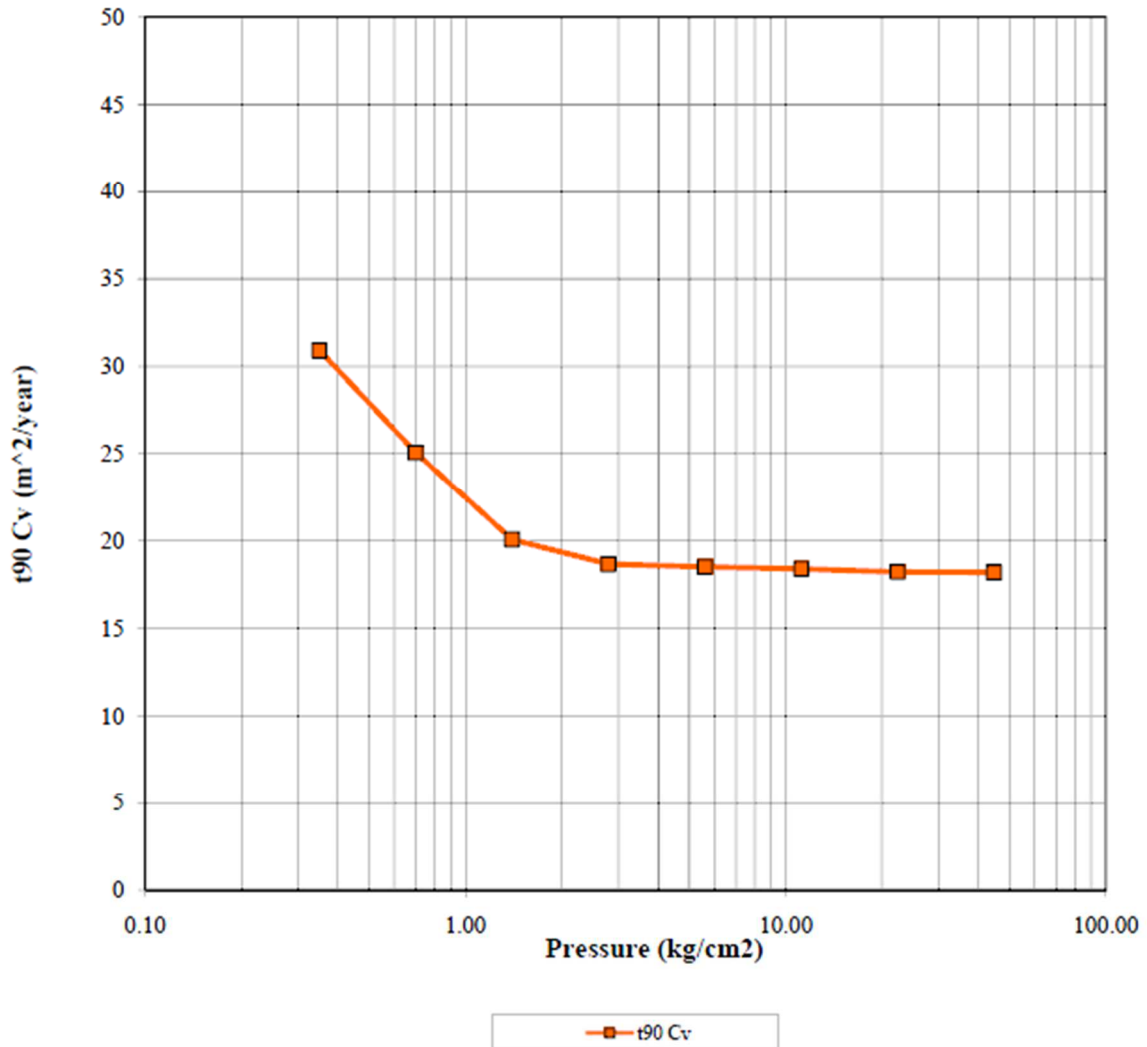


	Before	After	Liquid Limits:	59	Test Date:	24/11/2014
Moisture (%):	53.09	27.56	Plastic Limits:	26		
Dry Density (g/cm ³):	1.07	1.51	Plasticity Index (%):	33		
Saturation (%):	96.16	99.92	Specific Gravity:	2.600	Measured	
Void Ratio:	1.4291	0.7200				
Soil Description:	Arcilla con arena de color café oscuro de consistencia dura					
Project Number:	5	Depth:		44m	Remarks:	
Sample Number:	M-4	Boring Number:		MI-2		
Project:	SWISSOTEL		Coordenadas:			
Client:	SWISSOTEL		624659 - 9757998			
Location:	Panamá y Luis Urdaneta					

Figura 19: Curva de consolidación de la relación de vacíos vs esfuerzo

(Fuente: Geoestudios S.A)

**Consolidation Test
Test Results**



	Before	After	Liquid Limits:	59	Test Date:	24/11/2014
Moisture (%):	53.09	27.56	Plastic Limits:	26		
Dry Density (g/cm ³):	1.07	1.51	Plasticity Index (%):	33		
Saturation (%):	96.16	99.92				
Void Ratio:	1.4291	0.7200	Specific Gravity:	2.600	Measured	
Soil Description:	Arcilla con arena de color café oscuro de consistencia dura					
Project Number:	5	Depth:	44m			
Sample Number:	M-4	Boring Number:	MI-2			
Project:	SWISSOTEL		Coordenadas:			
Client:	SWISSOTEL		624659 - 9757998			
Location:	Panamá y Luis Urdaneta					
			Remarks:			

Figura 20: Curva del coeficiente de consolidación vertical de laboratorio vs esfuerzo

(Fuente: Geoestudios S.A.)

Skempton (1953) define el parámetro de la actividad coloidal de la arcilla (A_c) como una relación entre el índice plástico (IP) y la fracción de tamaño de arcilla, f_c (porcentaje en peso de partículas más finas que $2\mu\text{m}$), dado que las propiedades de un suelo arcilloso no pueden ser definidas completamente ni por el tipo, ni por la cantidad de partículas de arcilla.

$$\text{Actividad, } A_c = \frac{\text{Índice Plástico}}{f_c}$$

Si el valor de la actividad es alto, entonces mayor será la influencia de la fracción de arcilla en las propiedades de un suelo arcilloso. A menudo el valor de A_c no está disponible ya que las pruebas de hidrómetro que son necesarias para evaluar f_c consumen demasiado tiempo y no son llevados a cabo en los procedimientos rutinarios de laboratorio.

Skempton (1953) y Seed et al. (1964) mostraron que tanto los límites líquido y límites plástico son proporcionales a la fracción de arcilla del suelo. Por lo tanto, un valor de actividad relativa (R_A) constante implica obligatoriamente una actividad coloidal de la arcilla constante.

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

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

Dónde:

R_A = Actividad Relativa

LP = Límite Plástico

LL = Límite Líquido

Pestana (1994) define a los suelos con los valores de R_A , si se encuentra en un rango de entre 0.2 y 0.4 se considera como suelos de baja actividad relativa, entre 0.4 y 0.7 como de media actividad relativa (los suelos más naturales se encuentran en este rango) y entre 0.7 y 1 como de alta actividad relativa. El mismo mineral de arcilla puede mostrar valores diferentes de LP y LL dependiendo de su historia

geológica. Sin embargo, el valor de R_A sigue siendo el mismo para un tipo particular de mineral de arcilla.

Los valores promedio de la relación del contenido de humedad natural y del límite líquido (ω_n/LL) para arcillas de alta plasticidad deltaicas estuarinas y arcillas de valles aluviales son muy cercanos a la unidad que fluctúan entre (0.85 a 1.1) y 0.78, respectivamente, lo cual representa cualitativamente un comportamiento normalmente consolidado, con resistencia al corte no drenada promedio (prueba UC), $S_{u(UC)}$, de 20 a 33 kPa para arcillas deltaicas estuarinas y 31 kPa para arcillas de valles aluviales (sin considerar la influencia del esfuerzo efectivo). El valor promedio de ω_n/LL para arcillas lacustres de alta plasticidad es 0.58 y $S_{u(UC)}$ de 46 kPa, que representan cualitativamente un comportamiento ligeramente sobreconsolidado.

5.3 Interpretación de parámetros geotécnicos

Uno de los parámetros más complejos de estimar en campo es el coeficiente de consolidación, el cual determina la velocidad con que el agua sería expulsada en los poros durante el proceso de consolidación, debido a la anisotropía del suelo el coeficiente de consolidación no es uniforme en dirección vertical u horizontal. Se han realizado comparaciones de varios ensayos de CPTu y de consolidación odométricos en laboratorio para los parámetros de suelo de diferentes proyectos mostrados en la [Figura 22](#), realizados por diferentes empresas; ERU y BSF (Vera Grunauer, 2014), Pantano Seco (Subterra S.A., 2015) y Bajo Alto, PTAR, Swissotel (Geoestudios S.A., 2014 y 2015). En la Figura 20 se muestran los valores de los coeficientes de consolidación tanto verticales como horizontales obtenidos *in situ* y en laboratorio. Estos valores obtenidos por pruebas en campo y laboratorio son pertenecientes generalmente a las arcillas características de las zonas deltaicas estuarinas, o clasificados por la NEC-15 como suelos F. En la primera gráfica se tienen los valores de C_v obtenidos mediante ensayos edométricos en laboratorio en la rama virgen. Seguida de ésta se encuentran los valores del índice de rigidez, I_r , que es la relación entre el módulo de corte y la resistencia al corte no drenado (G/S_u), éste oscila entre 150 - 300. Según el documento elaborado de la

microzonificación geotécnica de Guayaquil (Vera Grunauer, X, 2014) los valores del I_r de las arcillas deltaicas estuarinas (zona D3) andan en el orden de 200 a 300, lo que coinciden con los resultados presentados en la figura de arcillas características de los suelos tipos E y F. Los valores de C_h aumentan conforme el sitio se encuentran cercanos al río Guayas, tal es el caso de los proyectos de Swissotel y PTAR (Este y Centro-Sur de la ciudad). Se puede notar que estos valores son 10 veces más altos con respecto de los valores de C_h de los proyectos situados al oeste de la ciudad. Los C_h *in situ* para las arcillas fluctúan por el orden de 60 a 120 m²/año. Los valores de $C_{h\ lab}$, obtenidos por la correlación de Baligh & Levadoux (1986) son aproximadamente 10 veces mayor que los $C_{v\ lab}$, según se aprecia en la última gráfica de la relación de los coeficientes ($C_{h\ lab}/C_{v\ lab}$).

El mapa geotécnico de la ciudad de Guayaquil es mostrado por zonas enumeradas desde la zona D1 hasta D7, como muestra la leyenda del mismo en la siguiente gráfica de la [Figura 21](#).

Leyenda		D7 Formación Rocosa	
Zona	Descripción		
D1	Depósitos Deltaico - Estuarino (Este - Centro)	G. Ancón	
D2	Depósitos Deltaico - Estuarino (Sur)	Fm. San Eduardo	
D3A	Depósitos Deltaico - Estuarino (Oeste - Norte - Trinitaria)	Fm. Guayaquil	G. Azúcar
D3B		Fm. Cayo	
D4A	H < 10 m	Rocas Graníticas Indiferenciadas	
D4B	10 m < H < 20 m	Fm. Piñón	
D4C	H > 20 m		
D5	Depósitos Aluvio - Lacustres	Mar	
D6	Depósitos Coluviales		

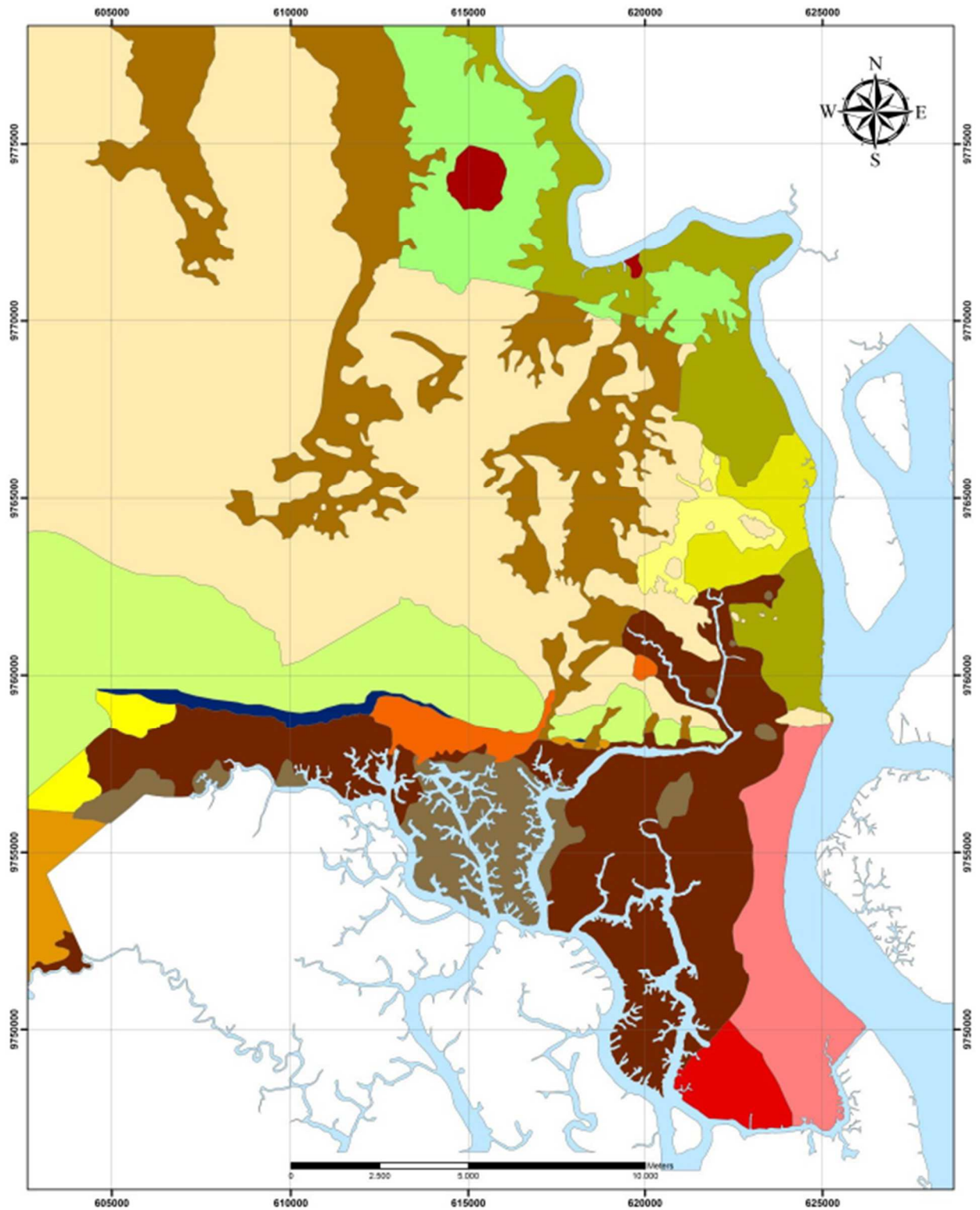


Figura 21: Mapa geotécnico de la ciudad de Guayaquil

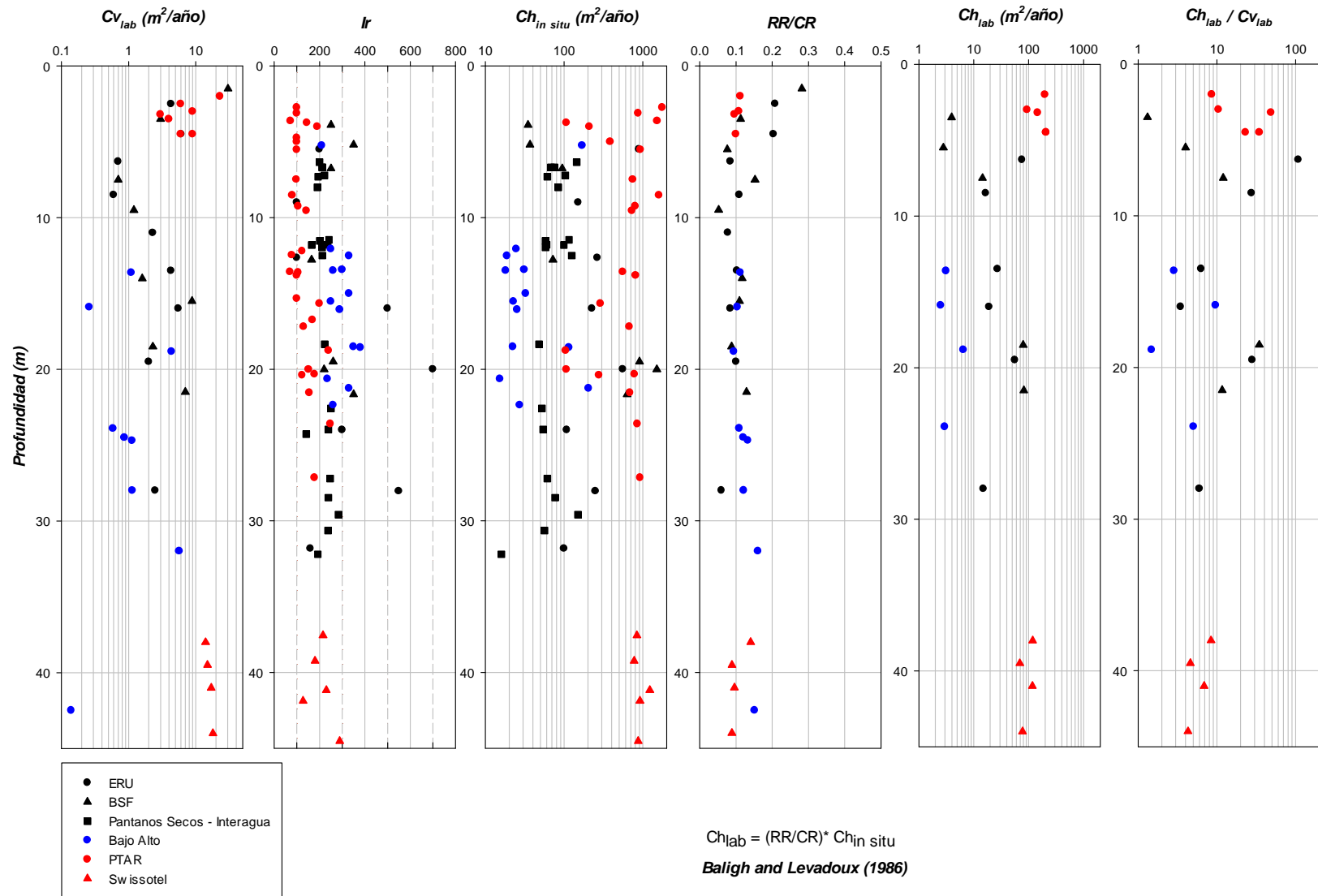


Figura 22: Variabilidad del coeficiente de consolidación vertical y horizontal de campo y laboratorio para las arcillas deltaicas estuarinas

5.4 Caracterización geotécnica de los suelos F

A manera de ejemplo práctico se describen las características de perfiles estratigráficos típicos para los suelos tipo F:

5.4.1 Estratigrafía de un suelo tipo F

Un ejemplo de una estratigrafía de un suelo tipo F es el estudio que se realizó en el Estadio Ramón Unamuno (ERU) para la elaboración de la microzonificación geotécnica de la ciudad de Guayaquil (Vera Grunauer, X, 2014) en el sector centro-sur de la misma. El estudio de este perfil de suelo muestra las siguientes características como se presenta a continuación:

Para este estudio del suelo se presenta como primer estrato la presencia de un estrato de arcilla de alta plasticidad (CH) de color amarillo oscuro de 2.70 metros de espesor. La consistencia de este material varía con la profundidad, desde rígida en los primeros 1.50 m hasta muy blanda al final del mismo. Los valores de humedad registrados fluctúan entre 35% y 90%. El IP de este material fue de 47% a 60% y el porcentaje de material que pasa el tamiz #200 fue superior al 89%.

Bajo este material se constató la presencia de un estrato de arcillas de alta plasticidad (CH), color gris verdoso, de 2.25 m de espesor. La consistencia de este material es muy blanda a lo largo de la profundidad. Los valores de humedad fluctúan entre 55% y 97%. El IP de este material varía entre 25% y 36% y el porcentaje de material que pasa el tamiz #200 fue superior al 63%. Los valores de N_{60} registrados para este material no superan los dos golpes.

Continuando se evidenció la existencia de un estrato limoso de alta plasticidad (MH) de color gris verdoso, de 1.35 m de espesor y consistencia muy blanda. Los valores de humedad fluctúan entre 72% y 83%. El IP de este material varía entre 22% y 32% y el porcentaje de material que pasa el tamiz #200 fue superior al 90%. El valor de N_{60} registrado para este material no supera los dos golpes.

Subyaciendo a este material se presenta un estrato de arcilla de alta plasticidad, (CH) de 2.70 m de espesor.

La consistencia de este material varía con la profundidad desde firme de los 0.45 m hasta muy blanda al final del mismo. Los valores de humedad fluctúan entre 36% y 84%. El IP de este material fluctúa entre 17% y 34% y el porcentaje de material que pasa el tamiz #200 fue superior al 77%. El valor de N_{60} registrado para este material no supera los 7 golpes.

Dentro de este estrato arcilloso se constató la presencia de un lente de arcillas de baja plasticidad (CL) de 0.45 m de espesor, de color gris oscuro y consistencia firme, cuyo contenido de finos es de 78%, con un valor máximo de humedad de 60%. Bajo este material se constató la presencia de un estrato de arcillas de baja plasticidad, (CL) de color gris verdoso de 1.80 m de espesor. La consistencia de este material es muy blanda en toda la profundidad. Los valores de humedad registrados en este estrato fluctúan entre 64% y 74%. El IP de este material fluctúa entre 17% y 22% y el porcentaje de material que pasa el tamiz #200 fue superior al 52%. El valor de N_{60} registrado para este material no supera los 8 golpes.

Dentro de este estrato arcilloso se constató la presencia de un lente de arena limosa (SM) de 0.15 m de espesor, de color gris oscuro y compacidad muy suelta, cuyo contenido de finos es de 15%, con un valor máximo de humedad de 33%. El valor de N_{60} registrado para este material fue de 2 golpes.

Continuando en profundidad con la descripción de los materiales se evidenció la existencia de un estrato limoso de alta plasticidad (MH) de color gris verdoso, de 3.15 m de espesor y consistencia variable desde muy blanda en los primeros 1.80 m hasta firme al final del mismo. Los valores de humedad registrados en este estrato fluctúan entre 82% y 90%. El IP de este material varía entre 34% y 41% y el porcentaje de material que pasa el tamiz #200 fue superior al 87%. El valor de N_{60} no supera los 5 golpes. Dentro de este estrato se constató intercalaciones de lentes de arcillas de alta plasticidad (CH) de 0.45 m de espesor, de consistencia muy blanda a firme, cuyo contenido de finos supera el 81%, con un valor máximo de humedad de 85%. El valor de N_{60} registrado para este material fue de 7 golpes.

Subyaciendo a este material se presenta un potente estrato de arcillas de alta plasticidad (CH) de color gris verdoso, de aproximadamente 18.80 m de espesor. La consistencia de este material varía con la profundidad desde firme en los primeros 9.45 m hasta blanda al final del mismo.

Los valores de humedad fluctúan entre 53% y 90%. El IP de este material varía entre 24% y 44% y el porcentaje de material que pasa el tamiz #200 fue superior al 76%. El valor de N_{60} no supera los 18 golpes.

Continuando en profundidad con la descripción de los geomateriales se tiene la existencia de un lente limoso de alta plasticidad (MH) de 0.25 m de espesor y consistencia muy rígida. La humedad máxima anda en el orden del 72%. El IP de este material fue de 26% y el porcentaje de material que pasa el tamiz #200 fue del 70%. El valor de N_{60} registrado no supera los 23 golpes.

Bajo este estrato se evidencia la presencia de un estrato de arena limosa (SM) de 0.90 m de espesor, de color gris oscuro y compacidad muy densa, cuyo contenido de finos esta entre 21% y 39%, con un valor de humedad de 21%. El valor de N_{60} fue de 51 golpes en los primeros 0.45 m y se registró rechazo en 15 cm de penetración al final del mismo. A partir de los 38.25 m de profundidad se procedió a la extracción de muestras por medio del método a rotación. La estratigrafía de este suelo muestra significativos estratos de arcillas blandas de distintos espesores, teniendo así espesores de suelos blandos mayores a 30 metros, los parámetros geotécnicos definen contenidos de humedad mayores a 60% y valores de N_{60} por debajo de los 10 golpes teniendo así arcillas de muy alta plasticidad, describiendo por lo tanto según la NEC-15 como un suelo tipo F.

CAPÍTULO 6: CASO HISTORIA: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES “EL SALITRAL” (PTARES)

6.1 Descripción del proyecto

En el informe del estudio realizado por Nuques Garcés, Víctor (2011) detalla la siguiente descripción:

“El proyecto contempla la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales domésticas, ubicadas en el sitio donde existían las antiguas lagunas de Puerto Azul. El área del proyecto, corresponde a una zona de manglares vírgenes que constituye una planicie aluvial de inundación a la cota IGM +2.0m, donde el agua del estero ingresa con facilidad cuando sube la marea.

La planta de tratamiento de aguas residuales domésticas, tiene un área total aproximada de 10.000m², se encuentra formada por una serie de lechos lijados (LL) y lechos pulidos (LP), así como de las lagunas de sedimentación (LS). Para la conformación de los lechos y las lagunas, se deben construir unos muros perimetrales y divisores que tienen entre 3.0 m y 4.0 m de altura, medidos desde el nivel del terreno natural (cota IGM +2.0 m).

En el sector de los lechos lijados (LL), se debe rellenar hasta la cota IGM +2.75m, luego colocar material de arena fina gruesa hasta la cota IGM +4.25m y, finalmente inundar el área a la cota IGM +4.25m. En la zona de los lechos pulidos (LP), se debe excavar unos 0.75 metros del terreno natural alcanzando la cota IGM +1.25m, luego rellenar con material de arena gruesa suelta hasta la cota IGM +2.75m y, quedando al término de la obra inundada el área a la cota IGM +2.75m.

En el sector de las lagunas de sedimentación (LS), se debe excavar alrededor de 1.0m del terreno natural alcanzando la cota IGM +1.00m, dejándola al final de la obra inundada el área a la cota IGM +5.0m”.

6.1.1 Ubicación del proyecto

El terreno donde está ubicada la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales El Salitral, está situada en el margen occidental de la vía Perimetral, zona geotécnica deltaica estuarina D3, en el tramo comprendido entre la intersección de ésta con la vía a la Costa y la Isla Trinitaria, tal como se encuentra en la [Figura 23](#).

El sitio del proyecto está básicamente identificado como una zona de manglar con un nivel freático superficial para propósitos prácticos, como se presenta en este trabajo, en el que se esperaba encontrar arcillas y limos orgánicos e inclusive turba, normalmente consolidados caracterizados por contenidos de humedad iguales o mayores que los respectivos límites líquidos, y con una resistencia no drenada al corte muy baja.



Figura 23: Ubicación del proyecto

(Fuente: Geocimientos S.A)

6.2 Estratigrafía del sitio mediante los sondeos realizados

Para la estratigrafía del proyecto se elaboró una exploración geotécnica ejecutada por la empresa Geocimientos S.A., donde se realizó in situ 8 sondeos o perforaciones y 6 ensayos de Penetración de piezocono (CPTu) llevados a cabo por la empresa SUBTERRA S.A. a petición de EMAPAG a lo largo del área de estudio, tal como se muestra en la [Figura 24](#).

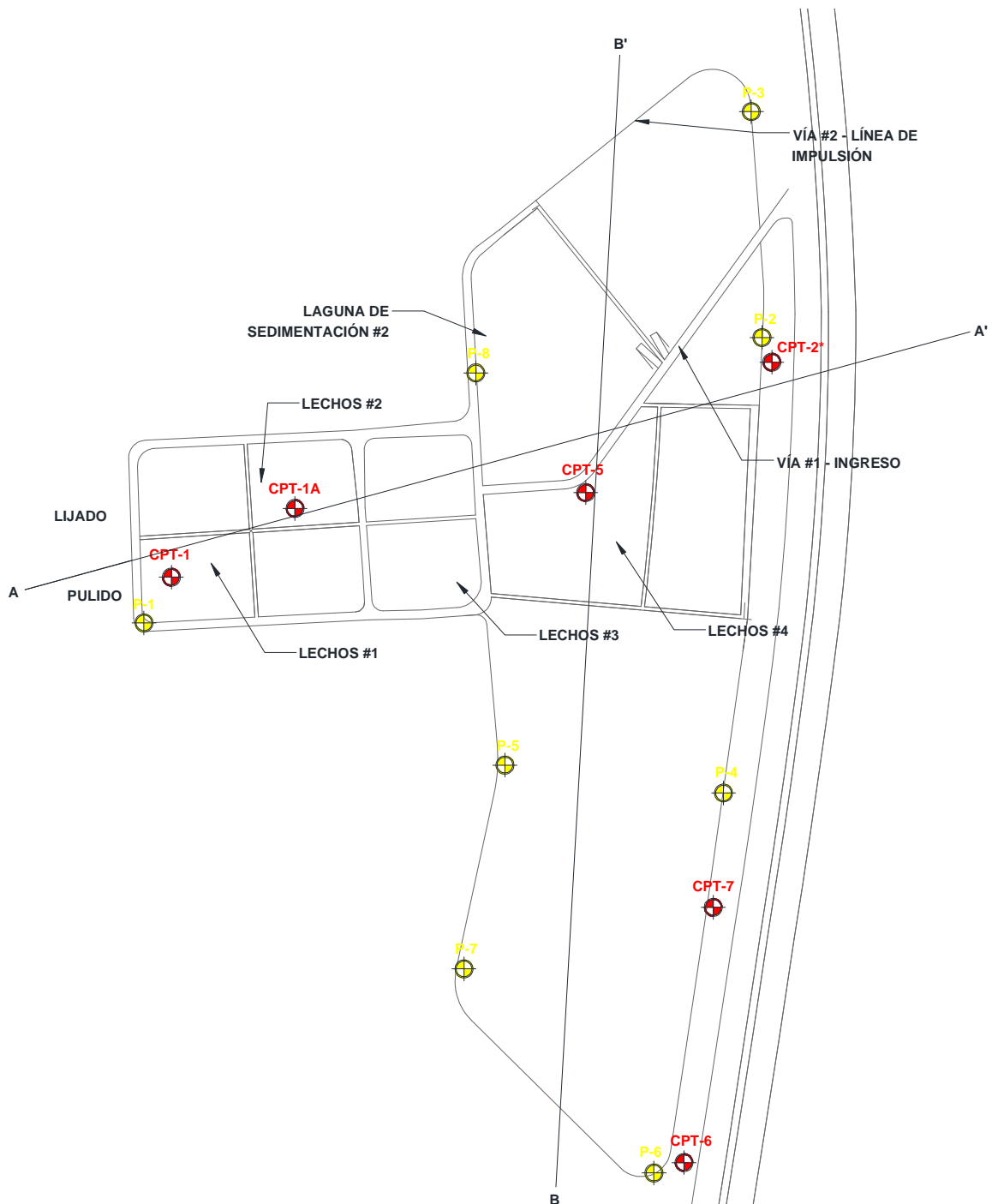


Figura 24: Ubicación de perforaciones y CPTu en el área de proyecto

La [Figura 25](#) corresponde al perfil estratigráfico con un corte de sentido oeste-este (Perfil A-A') y la [Figura 26](#) con un corte en el sentido sur – norte (Perfil B-B') del proyecto. Los sondeos realizados por la empresa GEOCIMENTOS S.A. son de utilidad para poder realizar los perfiles respectivos, así mismo los ensayos CPT-u, efectuados por la empresa de geotecnia SUBTERRA S.A., fueron considerados para una mejor elaboración y evaluación posterior de los mismos.

El terreno del sitio se encontraba con una topografía prácticamente uniforme ubicada en las cotas +2,00 y +3,00 metros. Las perforaciones que se llevaron a cabo en el proyecto alcanzaron a tener una profundidad en el subsuelo de hasta 41 metros, hasta encontrar un estrato firme de arena. En los perfiles estratigráficos del subsuelo a continuación denotan claramente la presencia de un amplio estrato de material compresible de arcilla y con ligeros compuestos de material orgánico. Este tipo de subestrato encontrado en el sitio es uniforme a lo largo del perfil hasta la cota -36,00 metros, donde empieza un nuevo estrato de arena firme.

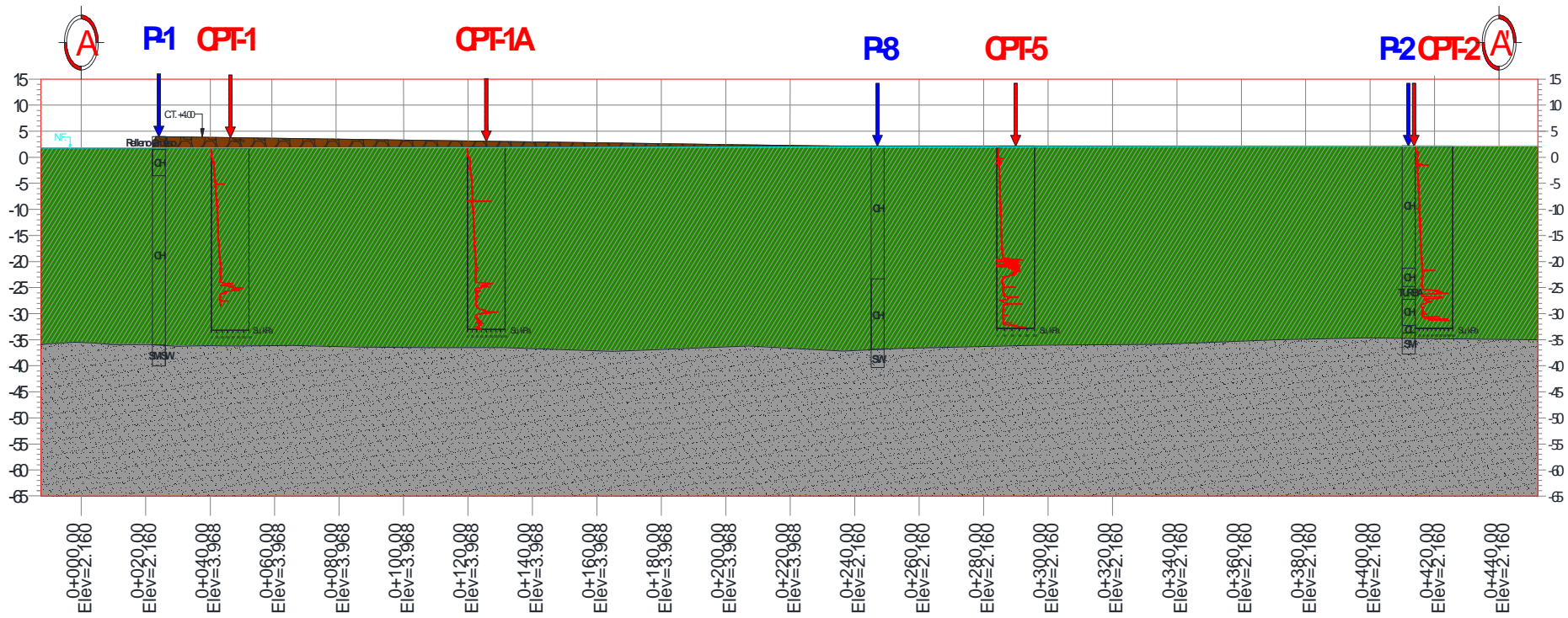
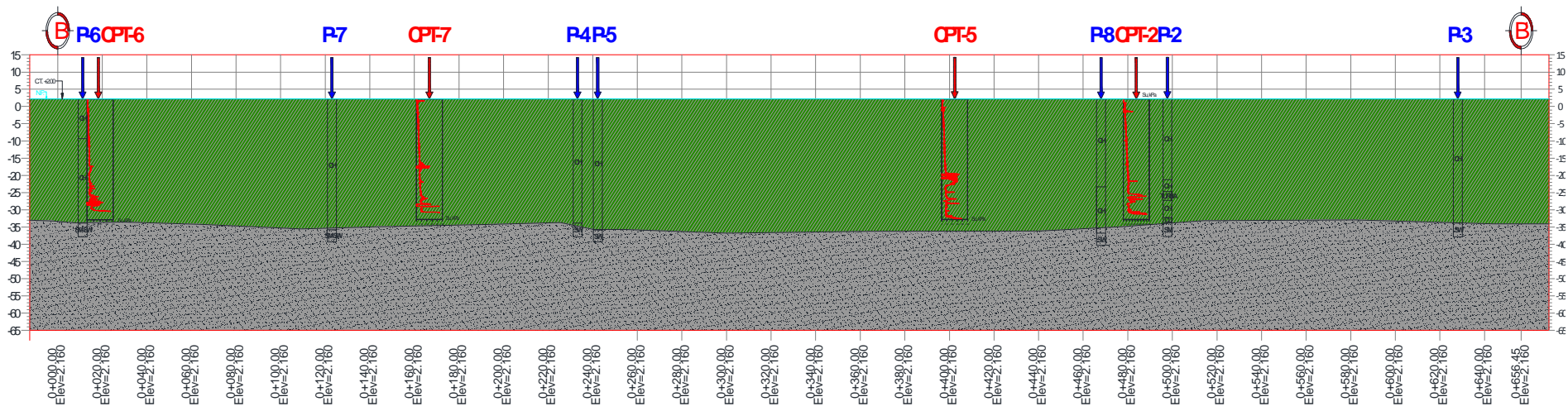


Figura 25: Estratigrafía de la zona del proyecto en corte A-A'



PERILBB
 ESCALA-HORIZONTAL: 1:1000
 ESCALA-VERTICAL: 1:100

Figura 26: Estratigrafía de la zona del proyecto en corte B-B'

6.3 Caracterización geotécnica

Por medio de los ocho sondeos realizados por la empresa GEOCIMENTOS S.A. y con los parámetros de suelo posteriormente obtenidos, mediante correlaciones y estimaciones, se puede proceder a la caracterización geotécnica del sitio, donde se tiene que a partir de la superficie del terreno se encuentra una amplia capa predominante de arcilla gris verdosa con cierto contenido de material orgánico, con un espesor de estrato que varía para los diferentes sondeos de aproximadamente entre 30 a 35 metros, la cual muestra características mecánicas como ser un estrato de arcilla altamente compresible y tener una baja resistencia al corte no drenado, y por debajo de esta se encuentran estratos de arenas limosas muy compactas con un $N_{SPT} \geq 50$ golpes.

El estrato arcilloso ya mencionado presenta un contenido de humedad (ω) que oscila entre 80 - 110% que se muestra prácticamente uniforme en todo el estrato arcilloso, que representa cualitativamente un comportamiento normalmente consolidado, como se puede observar en las tablas de los parámetros geotécnicos presentadas más adelante. El porcentaje de suelos pasantes por el tamiz #200 está en el orden del 100% indicando material de suelos finos en todo lo largo del estrato arcilloso. Como se mencionó anteriormente, se tienen valores muy bajos para la resistencia al corte no drenada (S_u), obtenida mediante los ensayos de compresión simple, cuyos valores fluctúan por el orden de 15 a 30 kPa en los primeros 30 metros de profundidad. El índice plástico (IP) oscila para los primeros 25 metros entre 50 a 65% disminuyendo muy reducidamente a partir de esta profundidad entre 40 a 50% por lo que no existe gran variación en lo largo del estrato compresible del suelo.

Para clasificar los parámetros geotécnicos como describe la NEC-15 para los primeros 30 m de profundidad, se procede a realizar el cálculo de la resistencia media cortante S_u para suelos cohesivos y velocidad media de la onda de corte V_{s30} :

$$S_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}} = \frac{30}{3.4783} = 9 \text{ kPa}$$

Los perfiles de la Velocidad de la Onda de corte (V_s) fueron medidos de ensayos geofísicos y estimados de ensayos CPT-u, elaborados *in situ* por la empresa SUBTERRA S.A., y la empresa encargada de los estudios GEOESTUDIOS S.A. En

la [Figura 27](#) se aprecian los perfiles de velocidades de onda de corte medidos y estimados.

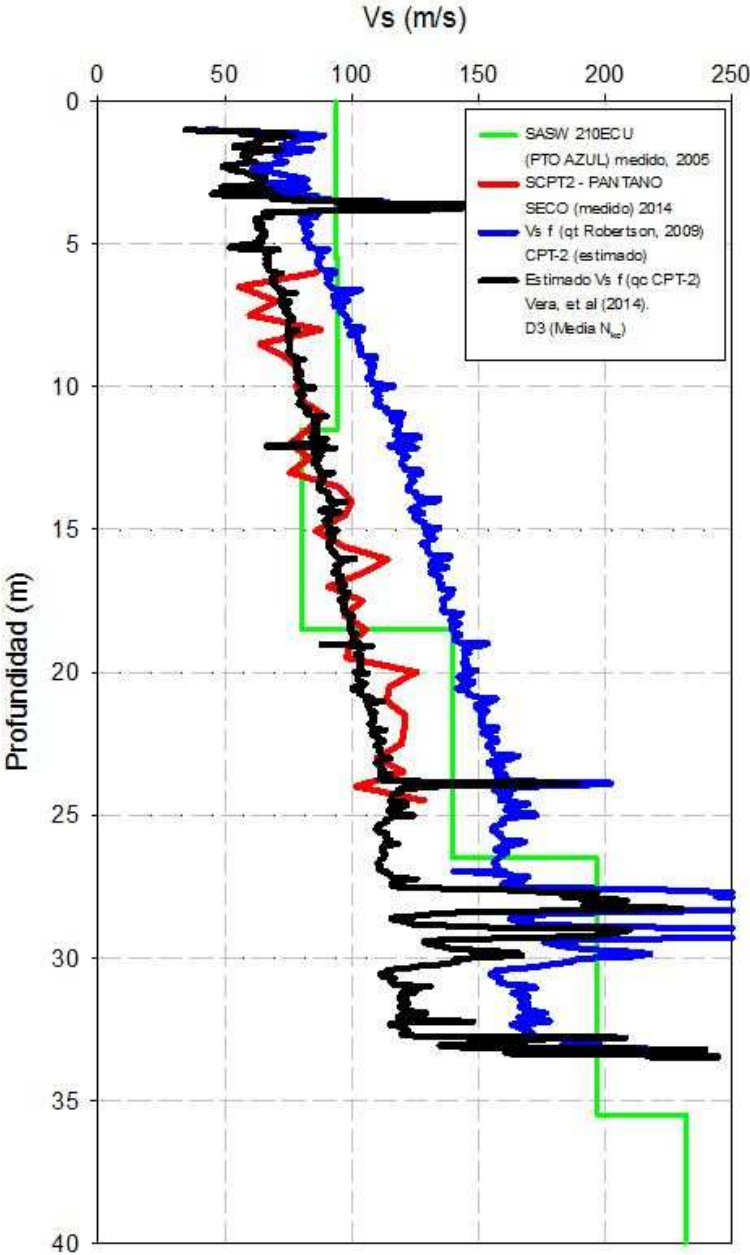


Figura 27: Perfiles de V_s medidos a través de ensayos CPT-u
(Fuente: Geoestudios S.A.)

Como se puede observar en la gráfica ([Figura 27](#)), la línea de color verde muestra la tendencia de la velocidad de onda de corte obtenida por medio de ensayos geofísicos (SASW) en una medición realizada en Puerto Azul en la elaboración del documento presentado por Vera Grunauer (2005). La línea de color rojo presenta la

variación de la V_s medida *in situ* por ensayo SCPT del proyecto presente (PTARES) en el 2014, siendo ésta similar a la variación del V_s de la estimación realizada por Vera Grunauer et. al (2014) con línea de color negro.

En el documento mencionado se detalla la obtención de la ecuación que estima la V_s de la teoría de expansión de cavidad cilíndrica y el factor de correlación " N_{kc} " para la zona geotécnica D3.

Se observa que la variación de velocidad de onda cortante obtenida por Robertson (2009) sobreestima el valor del V_s (línea de color azul), entonces, para la determinación de la velocidad de onda de corte ponderada en los primeros 30 metros de profundidad (V_{s30}), se tomarán los valores estimados por la correlación de Vera Grunauer et. al (2014), por la similitud con los valores medidos de ensayos realizados en campo. Entonces la velocidad media de onda cortante será igual a:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}} = V_{s30} = \frac{30}{0.2874} = 104.38 \text{ m/s}$$

De acuerdo al perfil de la descripción estratigráfica y los parámetros geotécnicos determinados para el estrato de arcilla blanda cuyo espesor anda en el orden de los 36 metros, el suelo encontrado en el sitio del proyecto puede ser clasificado como un suelo tipo F, según la NEC-15. Se argumenta debido al cumplimiento de las siguientes subclases: F4, perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana o blanda ($H > 30\text{m}$), F2, arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).

Para el siguiente trabajo académico se decide tomar cuatro de los ocho sondeos realizados por GEOCIMENTOS S.A. (Nº 1, Nº 2, Nº 3 y Nº 8), los cuales corresponden a las perforaciones más cercanas al área de estudio que tiene como objeto el capítulo del proyecto de PTARES. Como se menciona, debido a las ubicaciones en el sitio, se puede realizar un análisis más enfocado a dicha zona, donde a su vez, fueron tomados registros de placas de asentamientos colocadas para un estudio del mismo.

Para los sondeos realizados se obtuvieron los parámetros geotécnicos con los respectivos ensayos de laboratorio efectuados por la empresa mencionada

anteriormente, dando así la posibilidad de elaborar las gráficas que se muestran en la [Figura 28](#). La obtención de las propiedades geotécnicas el sitio y de las estimaciones realizadas de parámetros tales como el CR y RR (Vera Grunauer, X., 2014) son necesarios para la modelación del suelo mediante el software Settle3D, que ayudará a establecer el comportamiento físico y geomecánico del subsuelo que se busca analizar.

Adicionalmente se estima por correlaciones con los ensayos de cono CPT la relación de sobreconsolidación (OCR) y la resistencia al corte no drenado (S_u) dando los valores presentados en las gráficas de la [Figura 29](#).

El OCR es estimado mediante la relación del σ'_p/σ'_v , donde el esfuerzo de preconsolidación (σ'_p) se obtiene de la correlación del factor K , cuyos valores típicos para la zona deltaica estuarina (D3) corresponde a 0.25 (Vera Grunauer, X, 2014) y de la resistencia del cono (q_c).

$$\sigma'_p = K q_c$$

La resistencia cortante no drenado se obtiene por correlación con el cono por medio de la siguiente expresión:

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}} \quad (\text{Esta correlación es aplicable solo para SBT}_n: 1, 2, 3, 4 \text{ y } 9)$$

Dónde:

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r)$$

F_r = relación de la fricción

Obra: Pantanos Secos

Sondeo N°: 1

N.F.: 0.00 m

Cota 4.21	PROF (m)	CAMBIO DE ESTRATO	DESCRIPCIÓN DE MATERIAL	MUESTRA		SUCS	w %	LL %	LP %	IP %	P T/m ²	Torv T/m ²	γ T/m ³	qu T/m ²	ε %	# 200 %	N SPT	PROF (m)	Su (kPa)			
				#	PROFUNDIDAD														qu	Torv	CORR N ₆₀	
1.71	1	2.50	Relleno Grueso	1	2.50 - 3.00		83											2.75				
	2																					
	3																					
-3.29	4	7.50	Arcilla Verdosa con Abundante Material Orgánico	2	7.50 - 8.00	CH	105	96	23	73	1.00	1.50	1.43	2.00	25.80	99		7.75	10.00	11.50		
	5																					
	6																					
	7																					
	8																					
	9																					
-8.29	10			3	12.50 - 13.00	CH	99	80	23	57	1.01	1.60	1.47	1.73	16.50	100		12.75	8.65	16.00		
	11																					
	12																					
	13																					
-10.79	14			4	15.00 - 15.50	CH	107	78	31	47	1.17	1.60	1.43	2.00	18.60	100		15.25	10.00	16.00		
	15																					
-12.29	16			5	16.50 - 17.00	CH	98	86	18	68			1.42			100		16.75				
	17																					
-13.79	18			6	18.00 - 18.50	CH	102	86	29	57	1.25	1.80	1.42	2.50	18.60	100		18.25	12.50	18.00		
	19																					
-15.29	20			7	19.50 - 20.00	CH	100	77	23	54			1.49			100		19.75				
	21																					
-16.79	22			8	21.00 - 21.50	CH	85	76	26	50	1.4	2.20	1.48	2.34	27.18	97		21.25	11.70	22.00		

-18.29	23	40.00	Arcilla Gris Verdosa con Olor Orgánico	9	22.50 - 23.00	CH	93	73	30	43			1.45			95			22.75				
-19.79	24			10	24.00 - 24.50	CH	94	74	26	48	1.48	2.10	1.51	1.92	17.20	100			24.25	9.60	21.00		
-21.29	25			11	25.50 - 26.00	CH	92	78	23	55	1.7	2.20	1.54	3.30	12.90	100			25.75	16.50	22.00		
-22.79	26			12	27.00 - 27.50	CH	102	80	26	54			1.52			100			27.25				
-24.29	27			13	28.50 - 29.00	CH	94	83	26	57			1.58			99			28.75				
-25.79	28			14	30.00 - 30.50	CH	85	82	25	57	2.3	2.00	1.49	3.57	9.30	99			30.25	17.85	20.00		
-27.29	29			15	31.50 - 32.00	CH	88	79	22	57			1.55			98			31.75				
-28.79	30			16	33.00 - 33.50	CH	83	77	22	55			1.50			100			33.25				
-30.29	31			17	34.50 - 35.00	CH	95	81	31	50			1.53			100	4		34.75		12.00		
-31.79	32			18	36.00 - 36.50	CH	86	84	30	54			1.48			100	6		36.25		18.00		
-33.29	33			19	37.50 - 38.00	CH	98	68	30	38			1.51			99	9		37.75		27.00		
-34.79	34			20	39.00 - 39.50	CH	76	67	27	40			1.49			99	8		39.25		24.00		
-36.29	35			44.00	Arena Gruesa con Grava Gris Verdosa	21	40.50 - 41.00	SM	6	N.P.	N.P.	N.P.			1.62			22	> 50		40.75		150.00
-37.79	36					22	42.00 - 42.50	SW SM	7	N.P.	N.P.	N.P.			1.61			5	> 50		42.25		150.00
-39.29	37					23	43.50 - 44.00	SW SM	8	N.P.	N.P.	N.P.			1.63			6	> 50		43.75		150.00
	38																						

Tabla 14: Caracterización geotécnica Sondeo N° 1

(Fuente: GEOCIMENTOS S.A)

Obra: Pantanos Secos
Sondeo N°: 2
NF: 0.00 m

Cota 2.157	PROF (m)	CAMBIO DE ESTRATO	DESCRIPCIÓN DE MATERIAL	MUESTRA		SUCS	w %	LL %	LP %	IP %	P T/m ²	Torv T/m ²	γ T/m ³	qu T/m ²	ε %	# 200 %	N SPT	PROF (m)	Su (kN/m ²)		
				#	PROFUNDIDAD														qu	Torv	CORR N ₆₀
-0.343	1	2.50	Arcilla Gris Verdosa con Olor Orgánico	1	2.50 - 3.00	CH	100	98	33	65	0.8	1.59	1.64	16.50	95		2.75	8.20			
	2																				
	3																				
-5.343	4	7.50	Arcilla Gris Verdosa con Olor Orgánico	2	7.50 - 8.00	CH	93	97	33	64	0.80	1.60	1.63	1.20	12.20	100		7.75	6.00	16.00	
	5																				
	6																				
	7																				
	8																				
	9																				
-10.343	10		Arcilla Gris Verdosa con Olor Orgánico con gravillas	3	12.50 - 13.00	CH	112.5	92	29	63	1.3	1.50	1.56	1.94	17.10	92		12.75	9.7	15.00	
	11																				
	12																				
-12.843	13		Arcilla Gris Verdosa con Olor Orgánico	4	15.00 - 15.50	CH	99	91	27	64	2.0	2.20	1.71	4.50	12.80	98		15.25	22.5	22.00	
	14																				
-14.343	15		Arcilla Gris Verdosa con Olor Orgánico	5	16.50 - 17.00	CH	90	89	31	58	1.0	1.20	1.63	2.00	19.30	99		16.75	10.00	12.00	
	16																				
-15.843	17		Arcilla Gris Verdosa con Olor Orgánico	6	18.00 - 18.50	CH	93	93	30	63	2.1	2.20	1.67	4.90	7.80	99		18.25	24.50	22.00	
	18																				
-17.343	19		Arcilla Gris Verdosa con Olor Orgánico	7	19.50 - 20.00	CH	106	101	34	67	1.5	2.00	1.65	3.33	17.10	99		19.75	16.65	20.00	
	20																				
-18.843	21																				

-20.343	22		8	21.00 - 21.50	CH	104	101	33	68	2.3	2.20	1.49	4.30	8.60	96			21.25	21.50	22.00	
	23		9	22.50 - 23.00	CH	82	86	34	52			1.44			99			22.75			
-21.843	24																				
	25		10	24.00 - 24.50	CH	84	93	31	62			1.52			98	9		24.25			27.00
-23.343	26		11	25.50 - 26.00	CH	64	79	34	45			1.56			91	14		25.75			42.00
-24.843	27																				
	28		12	27.00 - 27.50	Pt	213										28		27.25			84.00
-26.343	29		13	28.50 - 29.00	Pt	134										11		28.75			33.00
-27.843	30																				
	31		14	30.00 - 30.50	CH	75	81	35	46			1.475			95	6		30.25			18.00
-29.343	32		15	31.50 - 32.00	CH	68	79	33	46			1.48			99	12		31.75			36.00
-30.843	33		16	33.00 - 33.50	CH	70	78	35	43			1.49			98	4		33.25			12.00
-32.343	34	34.50																			
	35		17	34.50 - 35.00	CH	48	49	23	26			1.45			73	33		34.75			99.00
-33.843	36	36.00																			
	37		18	36.00 - 36.50	SM	12	N.P.	N.P.	N.P.			1.58			6	52		36.25			156.00
-35.343	38		19	37.50 - 38.00	SP	13	N.P.	N.P.	N.P.			1.64			5	61		37.75			183.00
	39																				
-36.843	40		20	39.00 - 39.50	SM	14	N.P.	N.P.	N.P.			1.67			6	72		39.25			216.00

Tabla 15: Caracterización geotécnica Sondeo N° 2

(Fuente: GEOCIMENTOS S.A)

Obra: Pantanos Secos
 Sondeo N°: 3
 NF: 0.00 m

Cota 2.07	PROF (m)	CAMBIO DE ESTRATO	DESCRIPCIÓN DE MATERIAL	MUESTRA		SUCS	w %	LL %	LP %	IP %	P T/m ²	Torv T/m ²	γ T/m ³	qu T/m ²	ε %	# 200 %	N SPT	PROF (m)	Su (kN/m ²)		
				#	PROFUNDIDAD														qu	Torv	CORR N ₆₀
	1		Arcilla gris Verdosa con Olor Orgánico																		
	2																				
-0.43	3			1	2.50 - 3.00	CH	92	91	36	55	1.6	1.20	1.51	2.40	8.60	99		2.75	12.00	12.00	
-1.43	4			2	3.50 - 4.00																
-2.43	5			3	4.50 - 5.00																
-3.43	6			4	5.50 - 6.00																
-4.43	7			5	6.50 - 7.00																
-5.4	8			6	7.50 - 8.00	CH	85	87	30	57	1.60	1.60	1.45	4.10	17.20	100		7.75	20.50	16.00	
-6.43	9			7	8.50 - 9.00																
-7.43	10			8	9.50 - 10.00																
-8.93	11			9	11.00 - 11.50																
-10.40	12			10	12.50 - 13.00	CH	96	94	34	60	0.5	0.10	1.51	1.08	12.20	98		12.75	5.40	1.00	
-11.93	14			11	14.00 - 14.50																
-13.43	16			12	15.50 - 16.00	CH	83	79	35	44	1.3	0.50	1.44	4.00	16.50	98		15.75	20.00	5.00	
-14.93	17			13	17.00 - 17.50	CH	87	83	24	59			1.39			98		17.25			
-16.43	19			14	18.50 - 19.00	CH	86	81	30	51	0.5	0.40	1.42	1.10	9.30	99		18.75	5.50	4.00	
-17.93	20			15	20.00 - 20.50	CH	89	89	33	56	1.6	1.50	1.52	2.10	7.90	98		20.25	10.50	15.00	
-19.43	22			16	21.50 - 22.00	CH	88	87	27	60			1.38			98		21.75			
-20.93	23																				

	24			17	23.00 - 23.50	CH	90	91	37	54			1.41			92			23.25			
-22.43	25			18	24.50 - 25.00	CH	73	74	33	41	2.7	0.90	1.44	3.00	15.00	99			24.75	15.00	9.00	
-23.93	26			19	26.00 - 26.50	CH	82	84	37	47	2.0	1.00	1.53	1.90	12.20	99			26.25	9.5	10.00	
-25.43	27			20	27.50 - 28.00	CH	89	91	36	55			1.42			99			27.75			
-26.93	28			21	29.00 - 29.50	CH	83	82	33	49	1.7	1.40	1.49	1.70	13.60	100			29.25	8.50	14.00	
-28.43	29			22	30.50 - 31.00	CH	96	95	35	60			1.41			98			30.75			
-29.93	30			23	32.00 - 32.50	CH	94	96	30	66	1.6	1.50	1.51	2.10	14.30	100			32.25	10.50	15.00	
-31.43	31			24	33.50 - 34.00	CH	83	84	37	47	1.1	0.60	1.52	1.40	18.60	100			33.75	7.00	6.00	
-31.79	32			25	35.00 - 35.50	CH	82	81	34	47			1.43			100	2		35.25			6.00
-34.43	33	36.00		26	36.50 - 37.00	SW	10	N.P.	N.P.	N.P.						2	42		36.75			126.00
-35.93	34			27	38.00 - 38.50	SW	8	N.P.	N.P.	N.P.						2	> 50		38.25			150.00
-37.43	35			28	39.50 - 40.00	SW	9	N.P.	N.P.	N.P.						1	> 50		39.75			150.00
	36																					
	37																					
	38																					
	39																					
	40																					

Tabla 16: Caracterización geotécnica Sondeo N° 3

(Fuente: GEOCIMENTOS S.A)

Obra: Pantanos Secos
 Sondeo N°: 8
 N.F.: 0.00 m

Cota 2.00	PROF (m)	CAMBIO DE ESTRATO	DESCRIPCIÓN DE MATERIAL	MUESTRA		SUCS	w %	LL %	LP %	IP %	P T/m ²	Torv T/m ²	γ T/m ³	qu T/m ²	ε %	# 200 %	N SPT	PROF (m)	Su (kN/m ²)		
				#	PROFUNDIDAD														qu	Torv	CORR N ₆₀
	1		Arcilla Verdosa con Olor Orgánico																		
	2																				
-1.0	3																				
	4			1	3.00 - 3.50	CH	90	92	37	55	1.09	1.50	1.51	3.80	5.00	99		3.25	19.00	15.00	
	5																				
	6																				
	7																				
-6.0	8			2	8.00 - 8.50	CH	86	84	32	52	0.78	0.60	1.43	1.40	22.20	99		8.25	7.00	6.00	
	9																				
	10																				
	11																				
	12																				
-11.0	13			3	13.00 - 13.50	CH	87	82	32	50	0.93	1.00	1.49	1.71	12.20	99		13.25	8.60	10.00	
	14																				
-13.0	15																				
	16			4	15.00 - 15.50	CH	93	88	29	59	0.93	1.00	1.51	2.00	12.20	99		15.25	10.00	10.00	
-14.5	17			5	16.50 - 17.00	CH	104	95	34	61	1.88	2.25	1.55	2.20	25.00	99		16.75	11.00	22.50	
-16.0	18			6	18.00 - 18.50	CH	85	80	30	50	0.78	0.75	1.52	1.40	16.50	100		18.25	7.00	7.50	
-17.5	19																				
	20			7	19.50 - 20.00	CH	109	96	34	62			1.43			100		19.75			
-19.0	21																				

	22			8	21.00 - 21.50	CH	89	84	30	54			1.46			99			21.25			
-20.5	23			9	22.50 - 23.00	CH	85	80	32	48			1.41			99			22.75			
-22.0	24			10	24.00 - 24.50	CH	90	81	27	54			1.43			99			24.25			
-23.5	25	25.50		11	25.50 - 26.00	CH	97	84	30	54	1.72	1.50	1.58	1.24	15.03	99			25.75	6.20	15.00	
-25.0	26			12	27.00 - 27.50	CH	92	85	29	56	2.34	2.50	1.62	3.10	12.20	99			27.25	15.50	25.00	
-26.5	27			13	28.50 - 29.00	CH	97	89	33	56			1.52			98			28.75			
-28.0	28			14	30.00 - 30.50	CH	91	90	35	55			1.57			99			30.25			
-29.5	29			15	31.50 - 32.00	CH	95	84	29	55	2.19	2.50	1.63	3.56	12.20	99			31.75	17.80	25.00	
-31.0	30			16	33.00 - 33.50	CH	100	82	29	53			1.53			98	3		33.25			9.00
-32.5	31			17	34.50 - 35.00	CH	96	85	31	54			1.58			99	4		34.75			12.00
-34.0	32	36.00		18	36.00 - 36.50	CH	83	79	28	51	2.19	3.25	1.65	3.70	21.50	100			36.25	18.50	32.50	
-35.5	33			19	37.50 - 38.00	CH	99	87	39	48			1.66			99	4		37.75			12.00
-37.0	34			20	39.00 - 39.50	SW	9	N.P.	N.P.	N.P.			1.73			4	4		39.25			12.00
-38.5	35			21	40.50 - 41.00	SW-SM	9	N.P.	N.P.	N.P.			1.72			6	50		40.75			150.00
-40.0	36	42.50		22	42.00 - 42.50	SW SM	6	N.P.	N.P.	N.P.			1.71			4	> 50		42.25			150.00

Tabla 17: Caracterización geotécnica Sondeo N° 8

(Fuente: GEOCIMENTOS S.A)

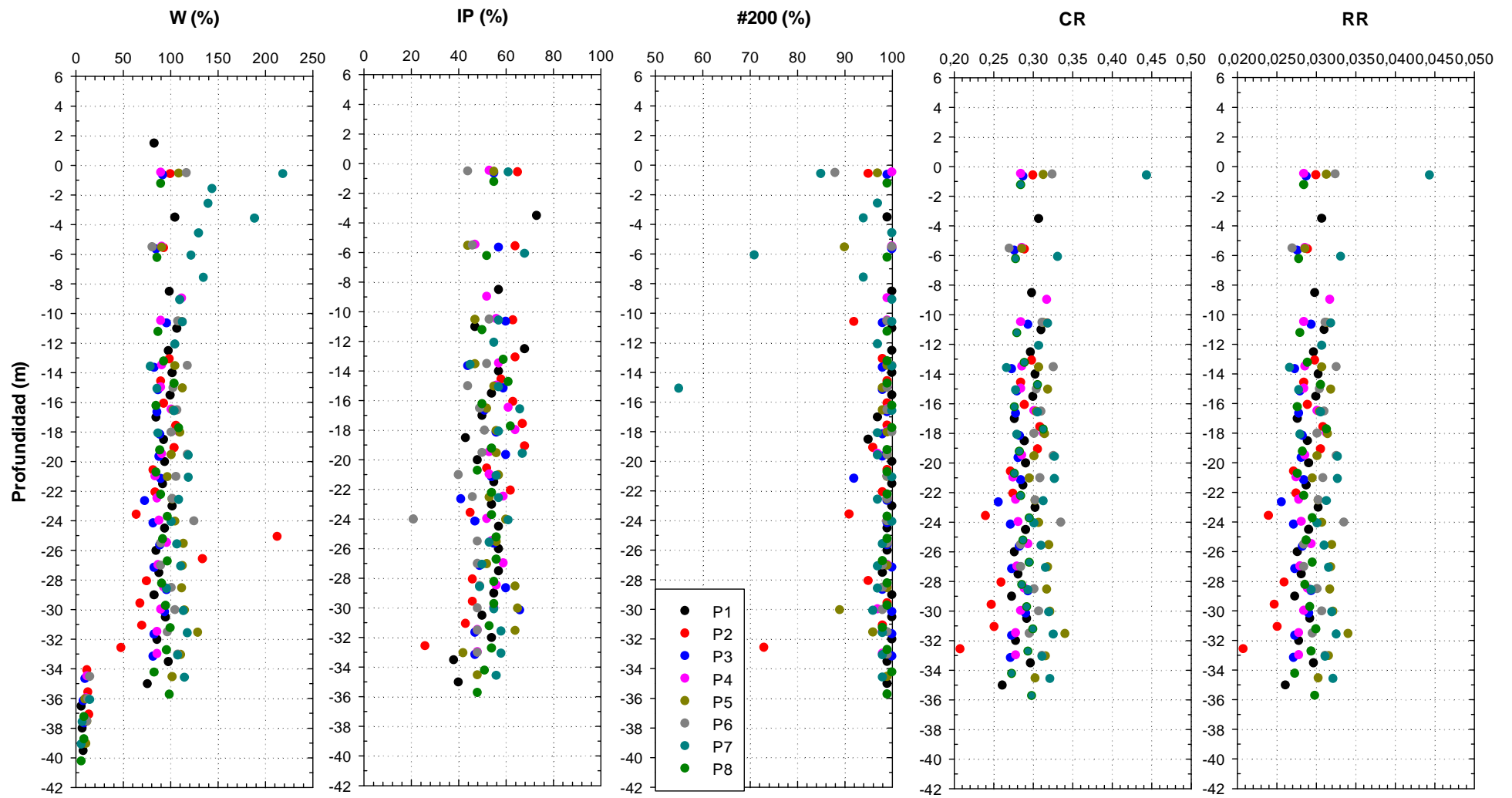


Figura 28: Gráficas de los parámetros geotécnicos de PTARES

(Fuente: GEOCIMENTOS S.A.)

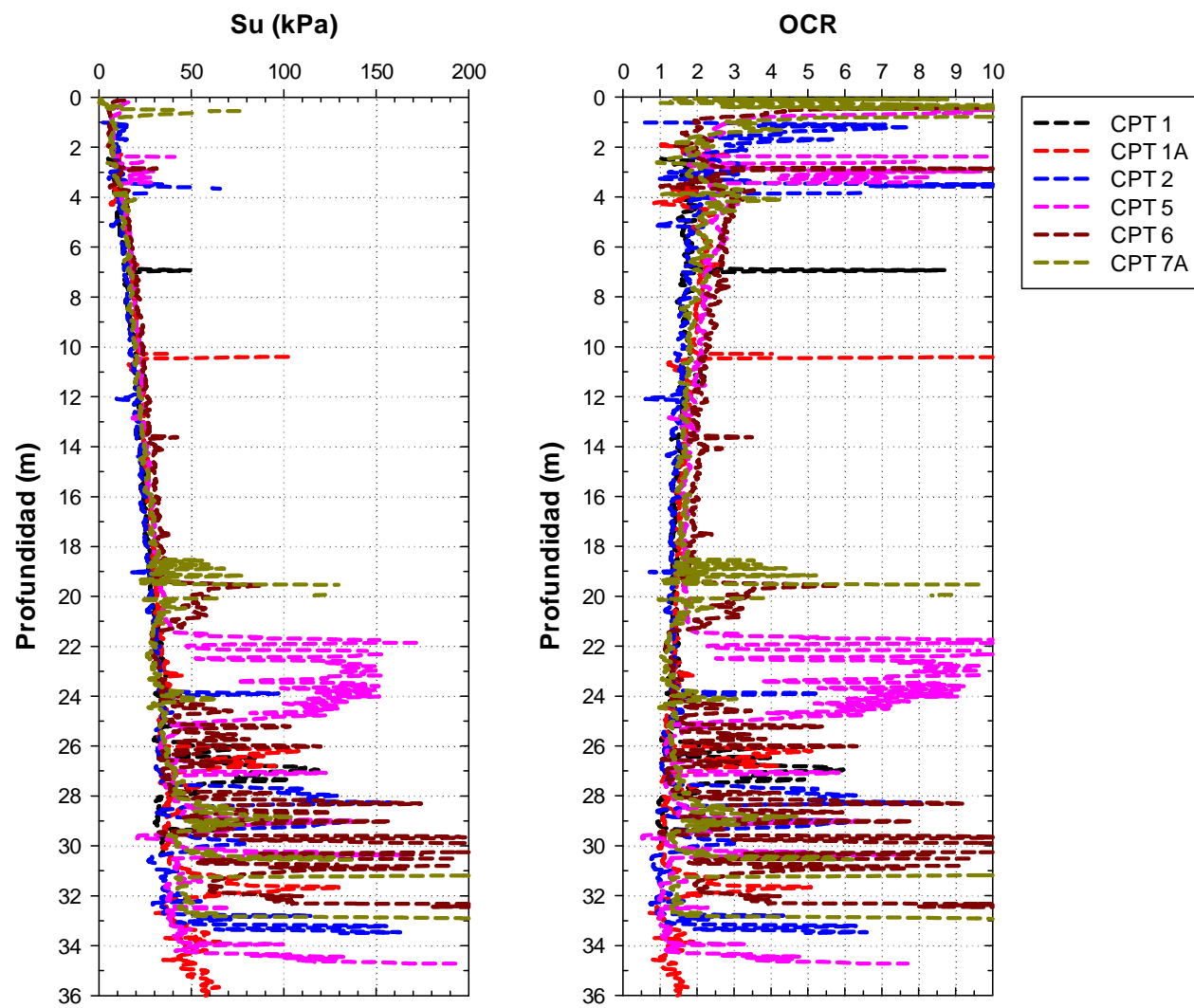


Figura 29: Gráficas de los parámetros geotécnicos del proyecto PTARES obtenidos por correlaciones con ensayos CPT

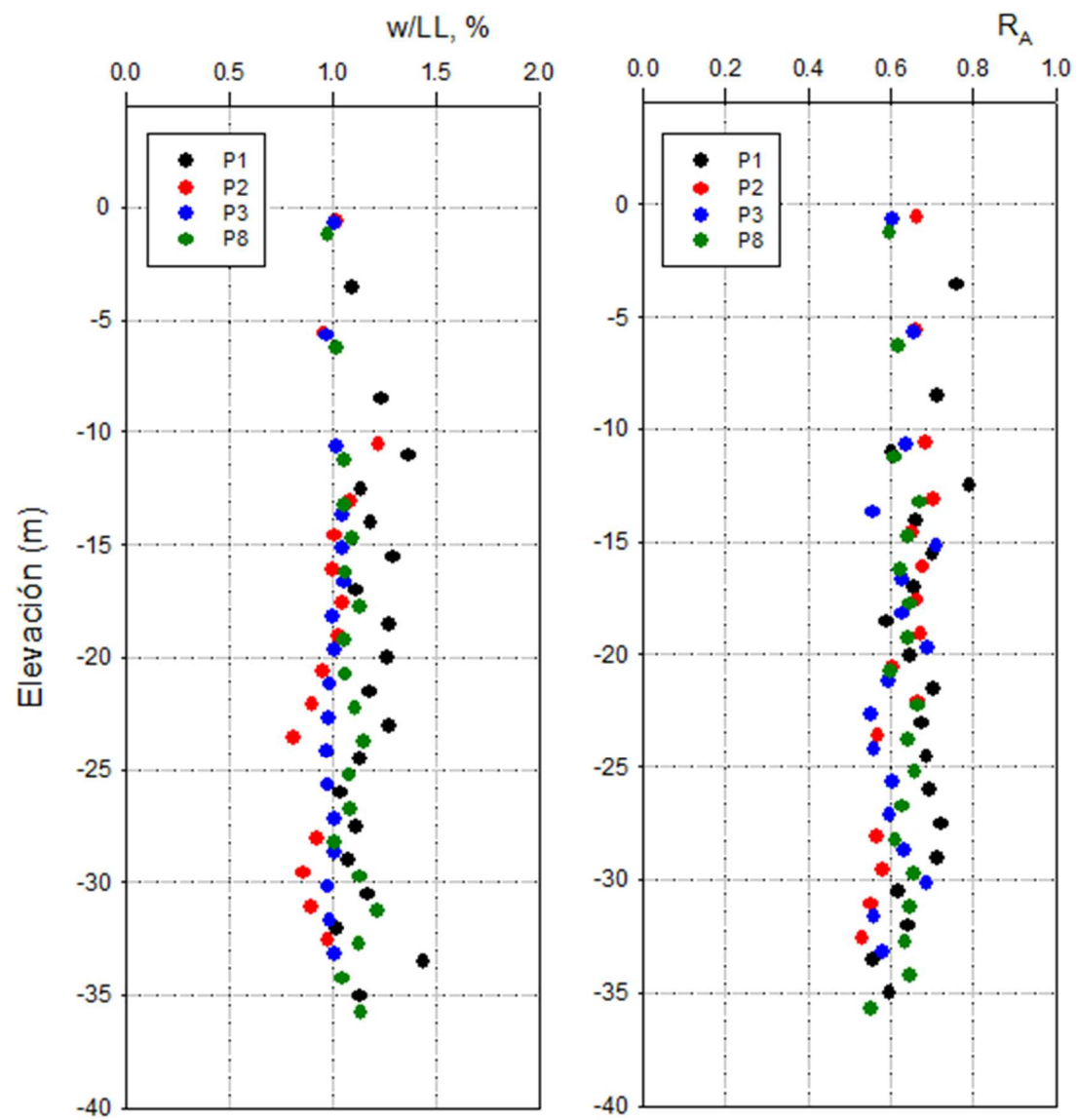


Figura 30: Parámetros generales del suelo obtenidos para los sondeos (Nº 1, Nº 2, Nº 3 y Nº 8)

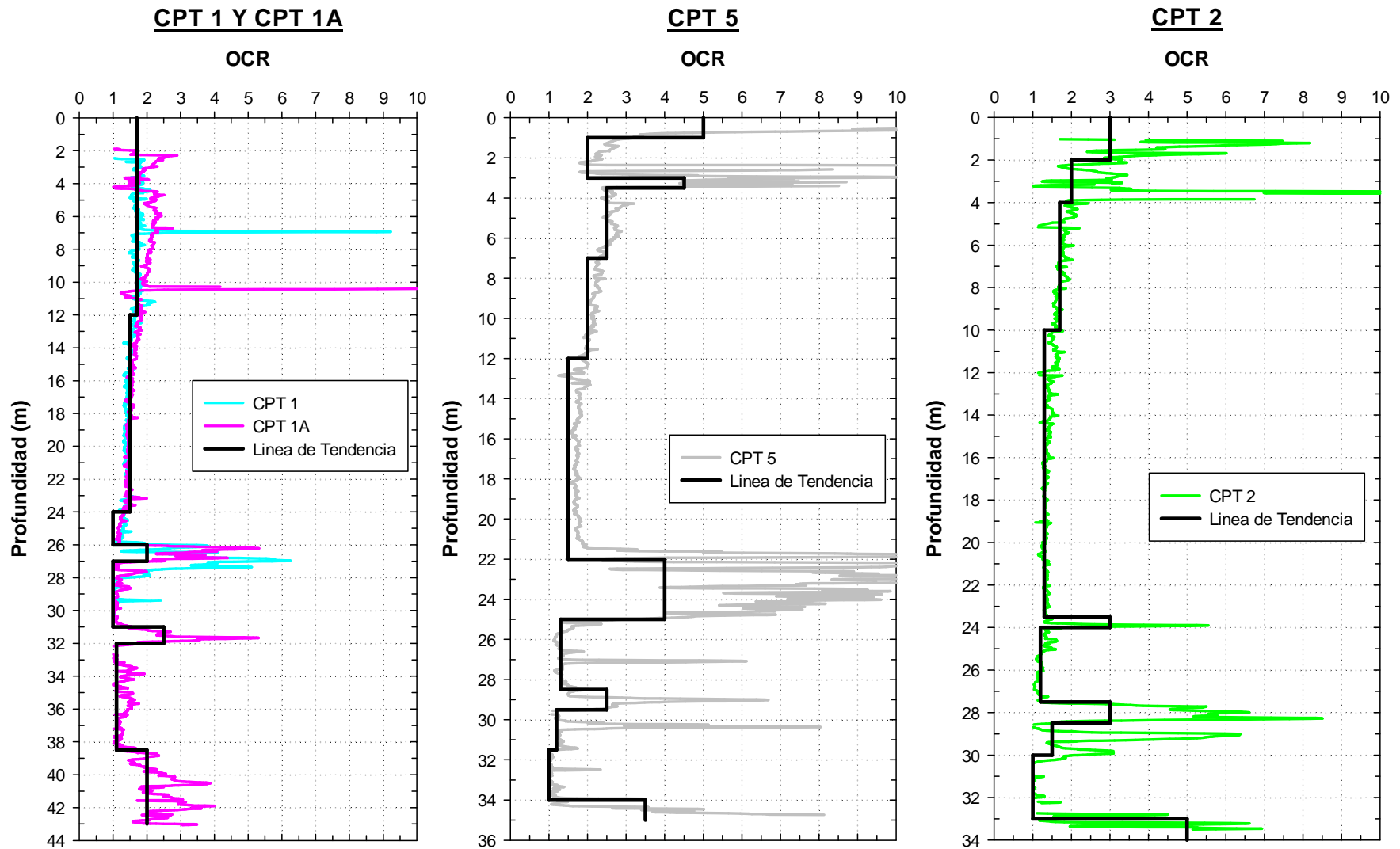


Figura 31: Variabilidad en la tendencia de los OCR de PTARES obtenidos por correlaciones de los ensayos CPT

La [Figura 31](#) presenta una variación en los valores del OCR a lo largo de un perfil de suelo donde fueron realizados los respectivos ensayos CPT-u mostrados en la gráfica, como se puede observar la relación de sobreconsolidación muestra una variación a lo largo del estrato compresible el cual oscila entre los rangos de 1,2 a 1,5 a una profundidad de 12 a 22 metros, estas variaciones de OCR posiblemente están influenciadas por la concentración de piritas que generalmente se encuentran en las zonas geotécnicas deltaicas estuarinas (D3), zona en donde se encuentra ubicado el proyecto PTARES. Vera Grunauer (2014) menciona en el documento de microzonificación de la ciudad de Guayaquil que “la zona geotécnica D3 parece tener mayor concentración de pirita que la zona D1. El primer paso en el proceso general de formación de pirita sedimentaria es la reducción bacteriana de sulfato. Este proceso se produce solamente en ausencia de oxígeno, en otras palabras, en condiciones anóxicas (Berner, 1984). Los dos factores principales que controlan cuanta pirita se puede formar en los sedimentos son la cantidad de materia orgánica y minerales reactivos de hierro depositados en un sedimento, además de la disponibilidad de sulfato disuelto”. La [Figura 32](#) muestra la presencia de piritas en las diatomeas.

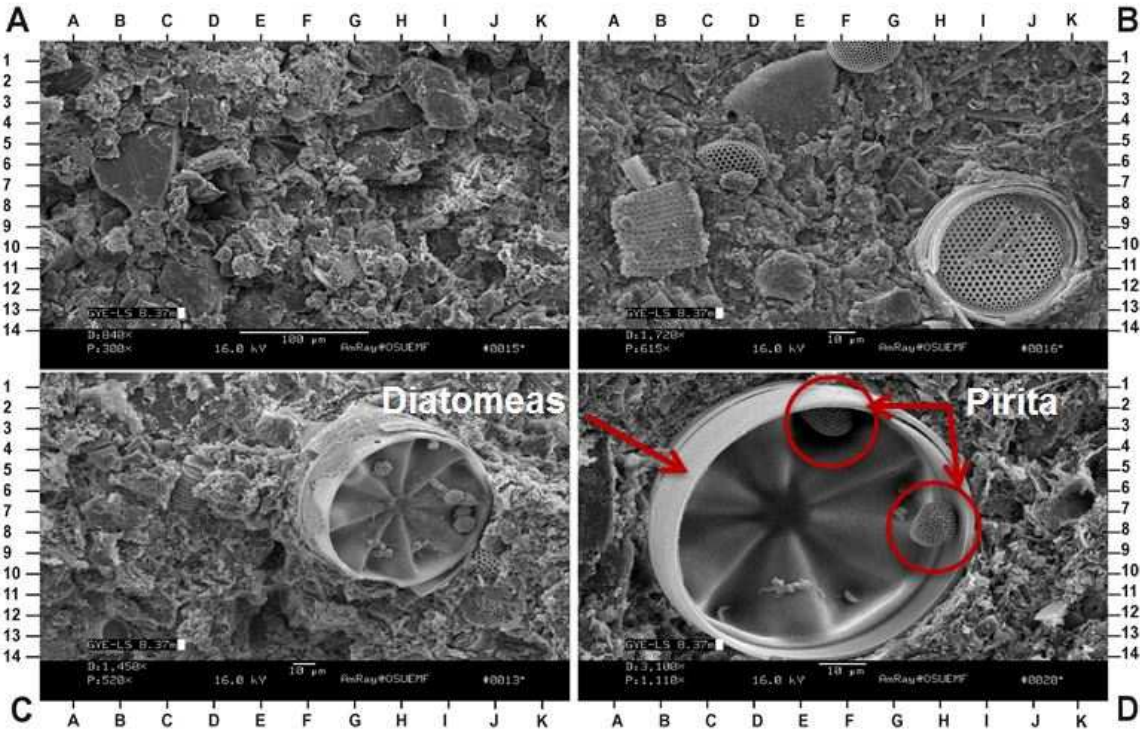


Figura 32: Micrografía electrónica de barrido de sedimentos del sitio BSF (profundidad de 8.37 m)

(Fuente: Vera Grunauer X., 2014)

6.4 Estimación de asentamientos con método de Asaoka (1978)

Para la medición de la magnitud de los asentamientos que se producirían en el suelo, se aplicó una precarga de un terraplén el cual se detalla mediante un esquema presentado en la [Figura 33](#), donde se consideran dos terraplenes para el sector de Lechos Lijados y Pulidos y para el sector de Laguna de Sedimentación con una altura de 2,5 metros y 3,44 metros respectivamente.

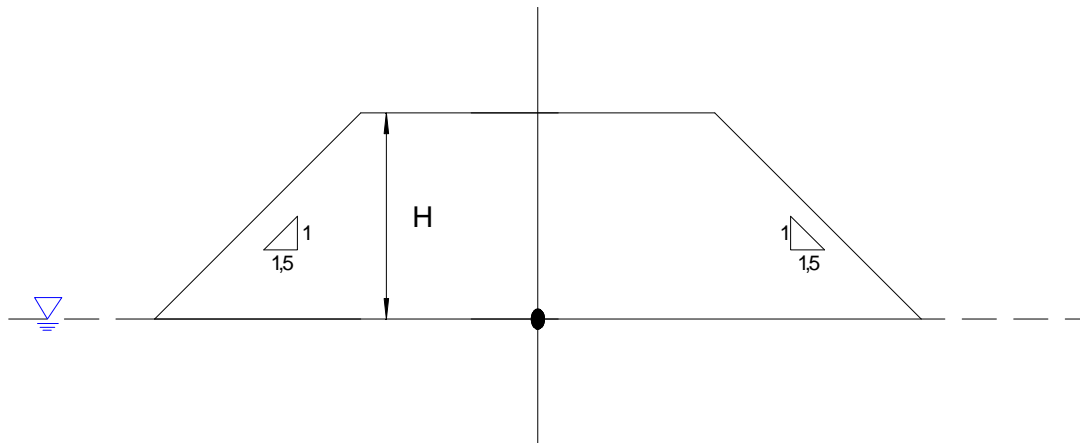


Figura 33: Esquema de terraplén utilizado para cálculos de asentamientos

Los terraplenes fueron colocados en las áreas marcadas en la [Figura 34](#), la cual muestra también la ubicación de las placas de asentamientos, la colocación de los terraplenes sirven para evaluar el comportamiento del suelo ante una carga uniforme aplicada, para posteriormente predecir los asentamientos utilizando el método de Asaoka (1978), y éste a su vez permite el cálculo del coeficiente de consolidación vertical para los distintos registros de asentamientos de las placas colocadas en los diferentes sectores evaluados del proyecto.

A partir de la instalación de las placas de asentamientos, los encargados del estudio de campo tomaron las lecturas de éstas en distintas fechas, iniciando con el registro de las mediciones de asentamientos el día 28 de Abril del 2015 hasta el 21 de Mayo del 2016, tal como se muestra en la [Tabla 18](#), para de este modo poder determinar la magnitud y la velocidad en que se producen los asentamientos productos de la consolidación del substrato compresible del suelo.

UBICACIÓN DE LAS 70 PLACAS DE ASENTAMIENTOS -

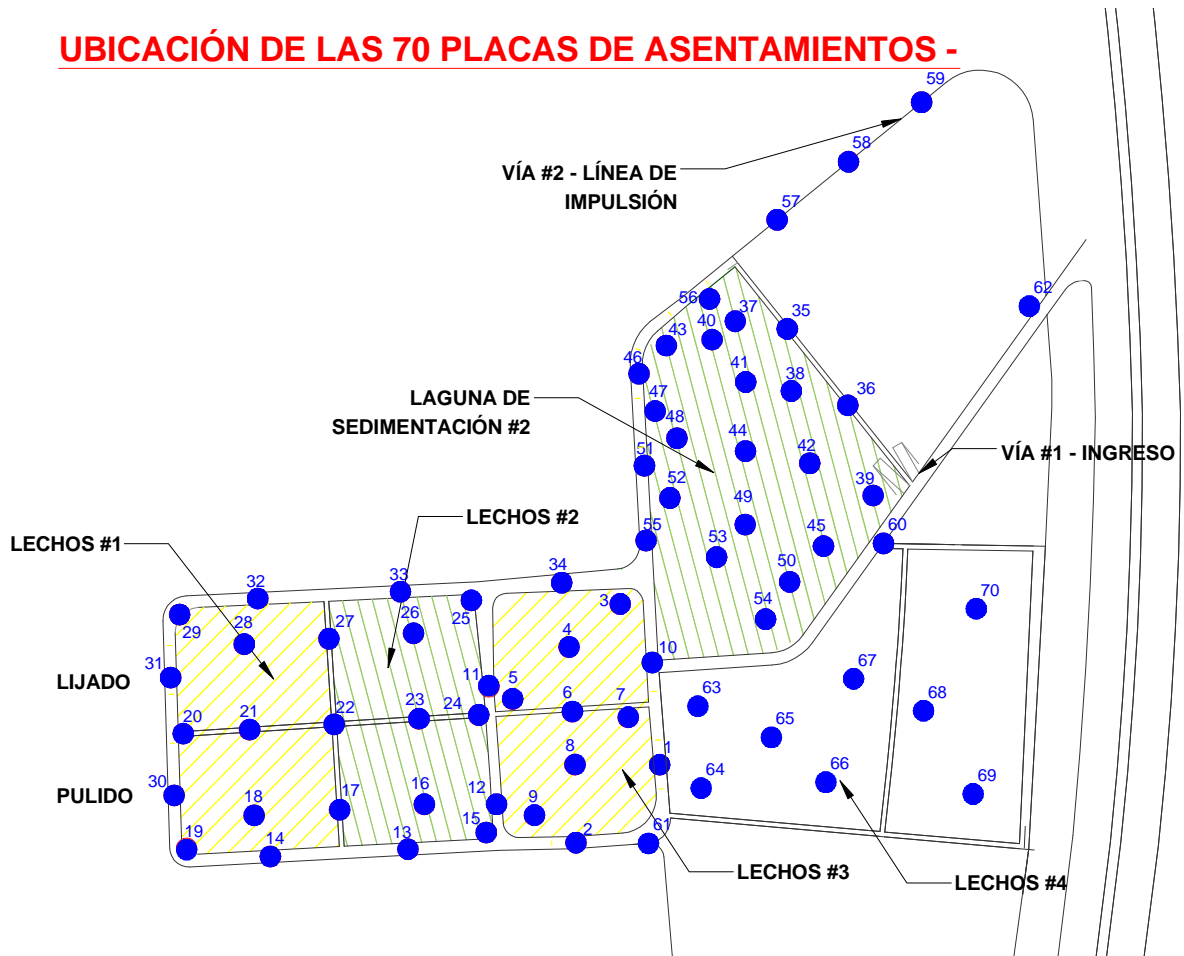


Figura 34: Ubicación de las 70 placas de asentamientos

(Fuente: Fiscalización PTARES)

Fecha	Días
28/Abril/2015	1
30/Mayo/2015	32
29/Junio/2015	62
30/Julio/2015	93
30/Agosto/2015	124
12/Septiembre/2015	137
20/Septiembre/2015	145
24/Septiembre/2015	149
30/Septiembre/2015	155
04/Octubre/2015	159
10/Octubre/2015	165
20/Octubre/2015	175
30/Octubre/2015	185
27/Noviembre/2015	213
04/Enero/2016	251
29/Enero/2016	276
28/Febrero/2016	306
27/Marzo/2016	334
24/Abril/2016	362
21/Mayo/2016	389

Tabla 18: Registro de Lecturas de Placas

(Fuente: Hugo Landivar A., Informe de fiscalización)

Las lecturas de magnitud y velocidad nos permiten el uso del método gráfico propuesto por Asaoka (1978), el tiempo de registros de las lecturas de las placas de asentamientos es considerado para cada 30 días, el cual nos sirve para la aplicación del método de cálculo para la determinación del coeficiente de consolidación vertical, C_v . Las gráficas y los análisis respectivos de la obtención de la deformación última vertical (unidades en centímetros) se muestran en los Anexos.

Determinados todos los coeficientes de consolidación se presenta una gráfica (Figura 35) con la interpolación gráfica, realizada por medio de un software, de la variación del coeficiente de consolidación vertical en los distintos sectores del proyecto analizado, teniendo como resultados rangos de consolidaciones verticales de 25 – 100 m²/año en la zona de color azul (Laguna de Sedimentación #2) y en los sectores de los Lechos los valores de C_v varían de 150 a 300 m²/año en las zonas con escalas de color verde, se tiene también para ciertas zonas del proyecto coeficientes de consolidaciones verticales mayores a 350 m²/año.

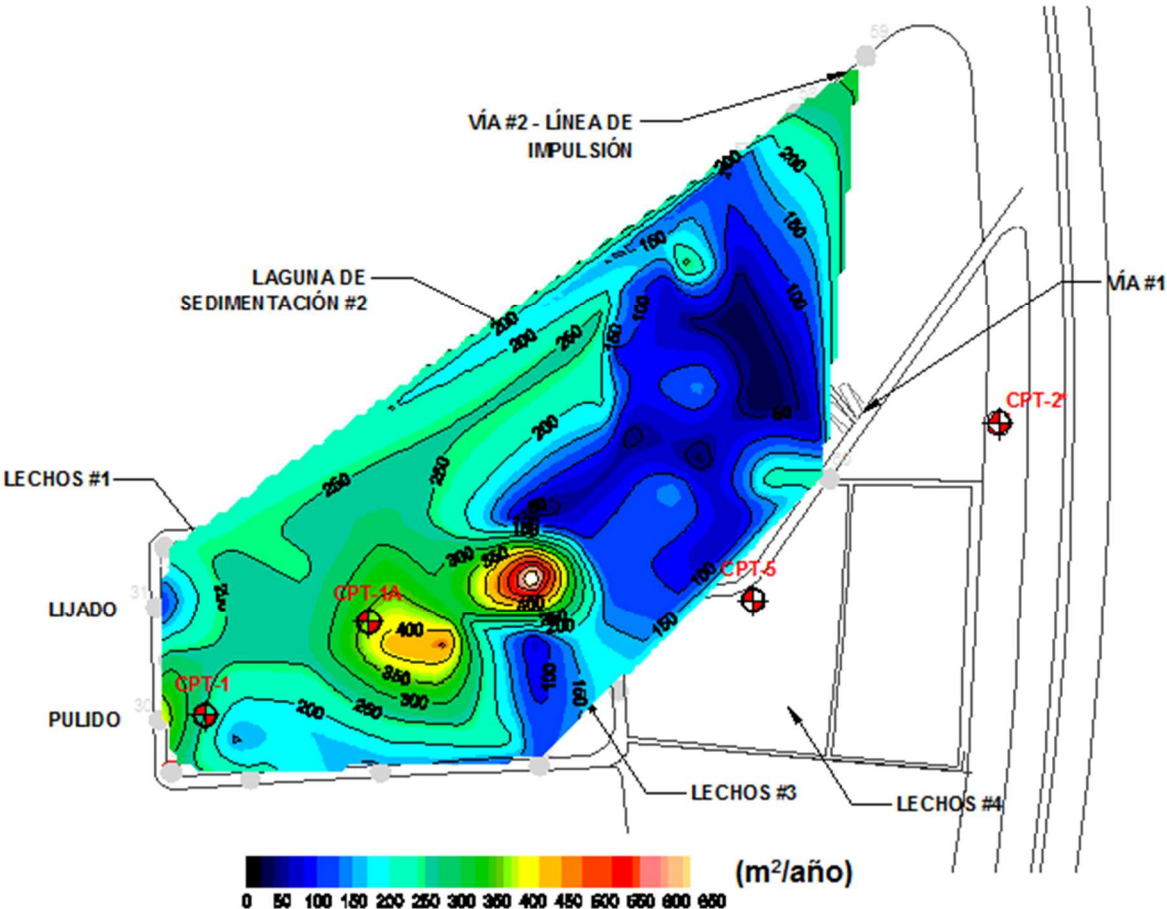


Figura 35: Variación interpolada del C_v en el área del proyecto

Las grandes variaciones que se registran en los coeficientes de consolidación vertical calculados por el método de Asaoka (1978) son causados principalmente por una posible cementación de diatomeas en el subsuelo. La cantidad de diatomeas depende de la profundidad y la ubicación espacial en la zona deltaica estuarina, la estructura de dicha partícula es mostrada en la [Figura 32](#).

En el documento de microzonificación de Guayaquil (Vera Grunauer, 2014) se explica el comportamiento que tienen las arcillas comunes para estas zonas (D3):

“Las partículas de arcilla (arcilla de Guayaquil deltaica estuarina) se adhieren a la superficie de sedimentos más grandes, diatomeas y partículas de arena, en un proceso llamado unión de la arcilla. Eventualmente los granos más grandes se incrustan en la matriz arcillosa (similar a la arcilla deltaica estuarina de Guayaquil) y su influencia en el comportamiento geotécnico se ve limitada. La unión de la arcilla ofrece el arqueo de las fuerzas entre partículas, manteniendo una gran relación de vacíos (influenciado por las diatomeas silíceas) incluso a altos esfuerzos efectivos.”

Esto quiere decir que las arcillas encontradas principalmente en la zona deltaica estuarina de la ciudad de Guayaquil, posee una mayor relación de vacíos in situ debido a la capacidad de las diatomeas de mantener agua en sus poros abiertos. El tamaño de las diatomeas son de igual tamaño que los limos, el cual es corroborado en los análisis de microestructura de la gráfica de la [Figura 36](#), que se presenta en el documento de microzonificación geotécnica de Guayaquil (Vera Grunauer, 2014).

Durante el régimen de compresión virgen, los poros de las diatomeas colapsan y pueden producir grandes deformaciones, esta es una de las posibles causas por la cual los valores del coeficiente de consolidación vertical tienden a ser altos y variables en comparación a valores de C_v en otras zonas geotécnicas deltaicas estuarinas de la ciudad de Guayaquil.

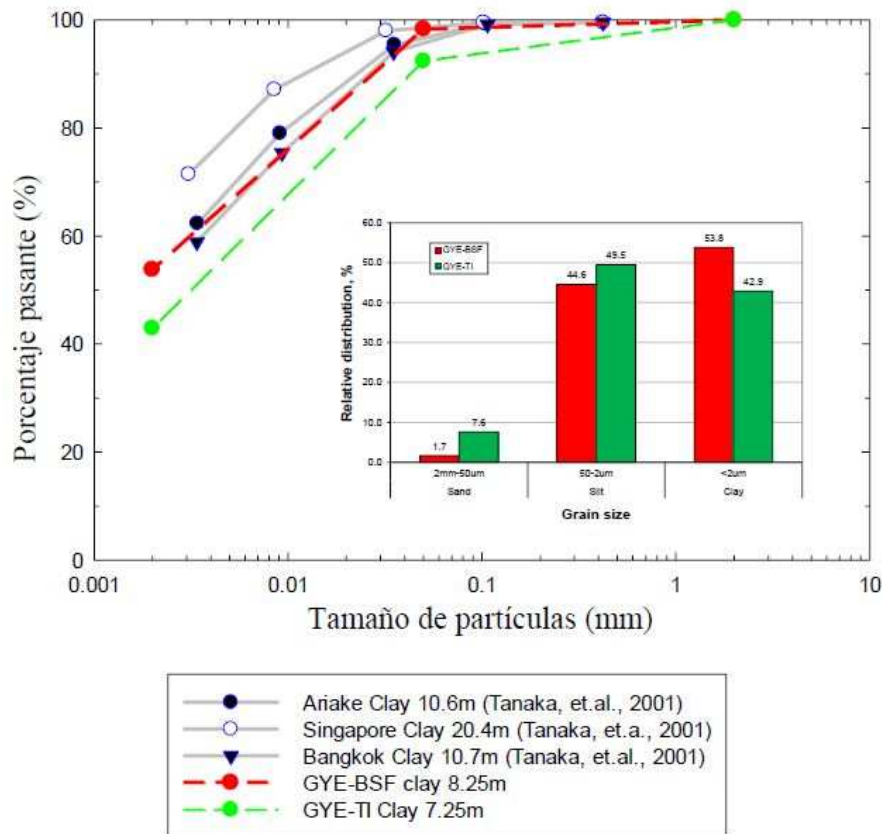


Figura 36: Distribución del tamaño de partículas de las arcillas de Guayaquil y su comparación con las arcillas japonés

(Fuente: Vera Grunauer, X., 2014)

Dentro de la zona de estudio del trabajo académico, como se mencionó anteriormente, se encuentran también los ensayos CPT-u realizados en el proyecto de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas, como se explicó en el capítulo 3.2.3 los CPT-u permiten realizar al mismo tiempo los ensayos de disipación de poros a distintas profundidades del sitio donde se está penetrando el cono, mediante le correspondiente ensayo se puede obtener los valores coeficientes de consolidaciones radiales u horizontales (C_h) aplicando cualquiera de los dos métodos mencionados en el capítulo de ensayos disipación. Los valores obtenidos por el método de Robertson & Campanella (1989) se muestran con círculos llenos, mientras que los valores de C_h del método sugerido por Manteras, F. et al. (2014) son mostrados por círculos vacíos ([Figura 37](#)).

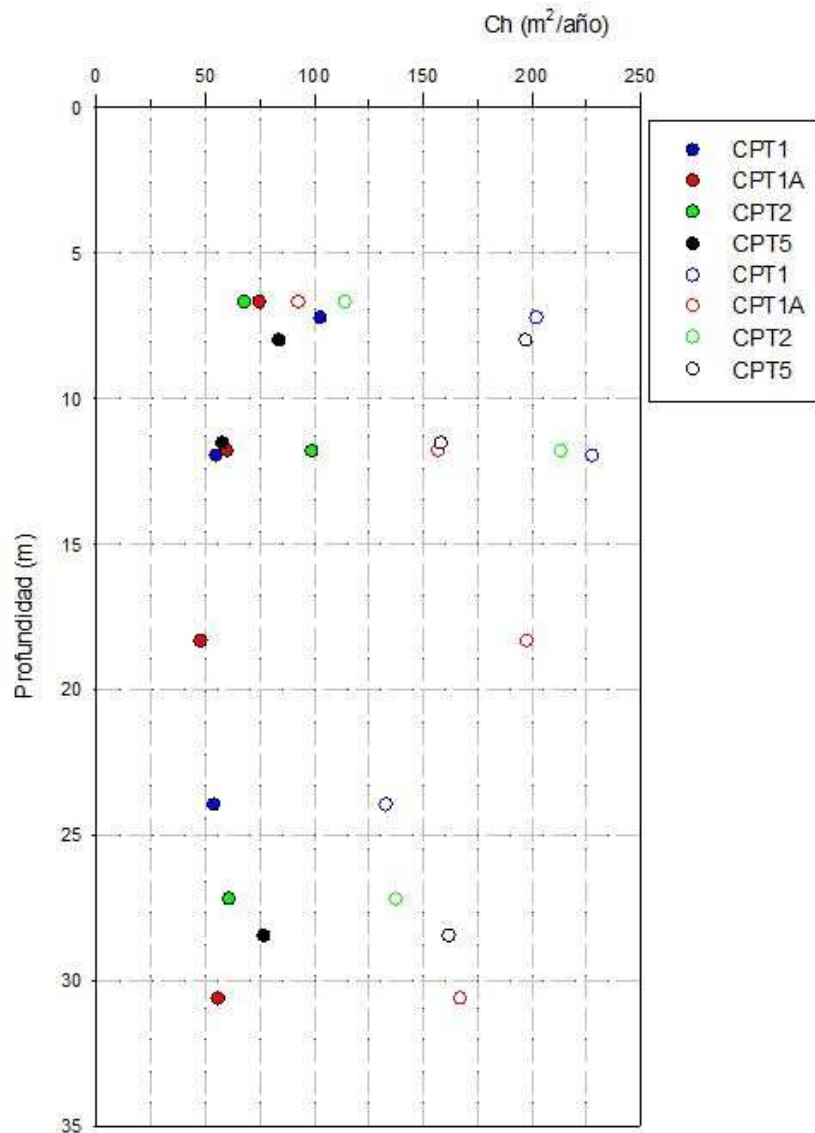


Figura 37: Valores de Ch para los distintos ensayos CPT-u

Jamiolkowski et al. (1985) describe varios mecanismos que hacen que un depósito de suelo con $OCR = 1$ se convierta en sobreconsolidado incluyendo el alivio del esfuerzo vertical, la desecación, el envejecimiento/creep por drenado (a menudo referida como sobreconsolidación aparente) y los efectos físicos-químicos como es el caso de la cementación por pirita de las arcillas de Guayaquil, zona geotécnica D1 a D3. Como resultado, la cementación por pirita tiene efectos importantes en las propiedades y estabilidad de las arcillas de Guayaquil. Se sabe que la cementación contribuye a la sensibilidad de las arcillas y puede ser responsable de un esfuerzo de preconsolidación aparente.

La evaluación de la variación de los asentamientos medidos en campo y los calculados por medio del método gráfico de Asaoka, se muestra mediante una comparación realizada para ambos asentamientos en la [Figura 38](#). Se tiene en la siguiente gráfica la relación que muestra el asentamiento calculado versus el medido, donde a mayor proximidad con la línea recta (ángulo 1:1), indica una relación de estimación igual a 1, pero como se observa en la gráfica, los rangos de asentamientos son variables. En la escala color verde representan las placas medidas cercanas al CPT-1 y en escala de color rojo al CPT-5. Se puede observar que la mejor estimación entre el asentamiento calculado vs el medido está en la media del CPT-1, por su cercanía a la línea. Se observa también que una causa de la dispersión de estos asentamientos es la no consideración de los efectos del sismo ocurrido el 16 de Abril pasado.

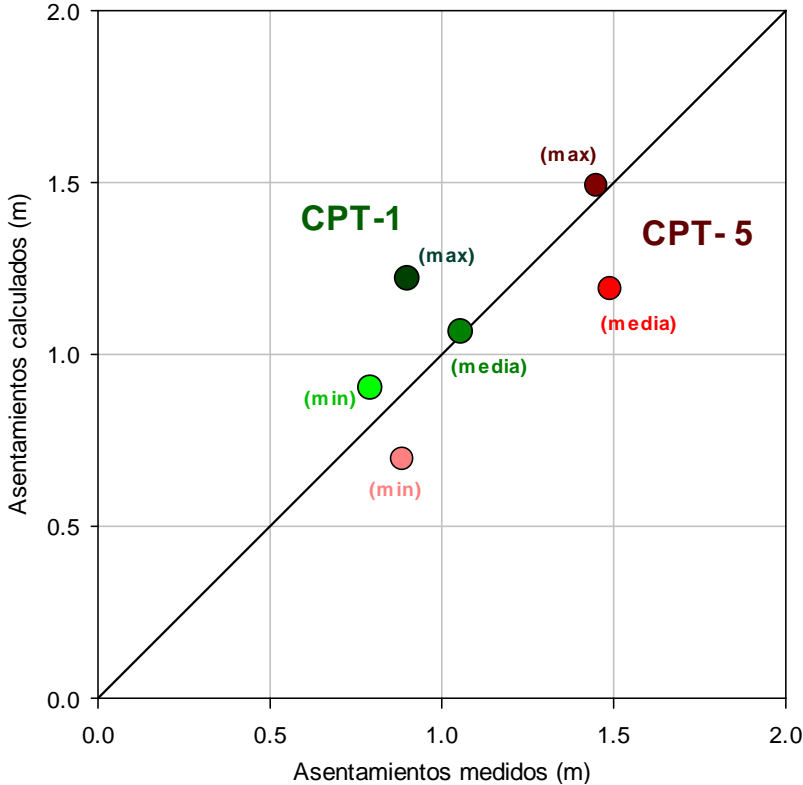


Figura 38: Comparación entre los rangos máximos, mínimos y media de los asentamientos medidos y calculados

CONCLUSIONES

- Una buena caracterización geotécnica está relacionada con una buena definición de los parámetros geotécnicos descritos por la NEC-15. Los suelos tipo F requieren principalmente de una adecuada caracterización geotécnica, la que permitirá al ingeniero responsable del estudio de suelo, interpretar correctamente los resultados, y por ende evitar posibles fallas que podrían darse en la construcción de una obra ingenieril.
- La utilización de ensayos que son comúnmente usados en el país, tal es el caso del ensayo SPT, y del CPT o CPT-u sirven para lograr la determinación de ciertos parámetros geotécnicos, que a su vez son de utilidad para la clasificación del suelo y/o para evaluar los estados límites de servicio en las obras civiles donde sean requeridos dichos ensayos.
- Mediante una ejemplificación en el caso historia analizado “PTARES” de la caracterización del suelo, se ha logrado clasificar a éste como un suelo con características de tipo F, basándose en la descripción de la NEC-15. Estos suelos cumplen con la descripción de dos de las subclases de los suelos tipo F, donde hace referencia a suelos conformados de estratos de arcillas blandas susceptibles a grandes deformaciones y con espesores mayores a 30 metros de rigidez mediana a blanda.
- El método gráfico de Asaoka (1978) es un método de predicción gráfica que ayuda a evaluar mediante el tiempo de monitoreo el comportamiento del subsuelo. Estas grandes deformaciones medidas en el sitio y estimadas por dicho método, indican la presencia de suelos susceptibles a grandes asentamientos, causantes de posibles fallas que pueden suscitarse durante el lapso y/o servicio de la construcción de un proyecto, ocasionando seguramente daños estructurales que afectarán el servicio de la estructura.
- Las variaciones de los C_v y del OCR en el caso historia “PTARES” dependen principalmente de posibles concentraciones de diatomeas y cementaciones por pirritas, las cuales son generalmente encontradas dentro de las zonas deltaicas estuarinas (D3). La composición mineralógica y microestructural que poseen dichas partículas pueden lograr aumentar los valores de magnitud y velocidad de consolidación y al mismo tiempo estimar esfuerzos de preconsolidación aparentes.

REFERENCIAS

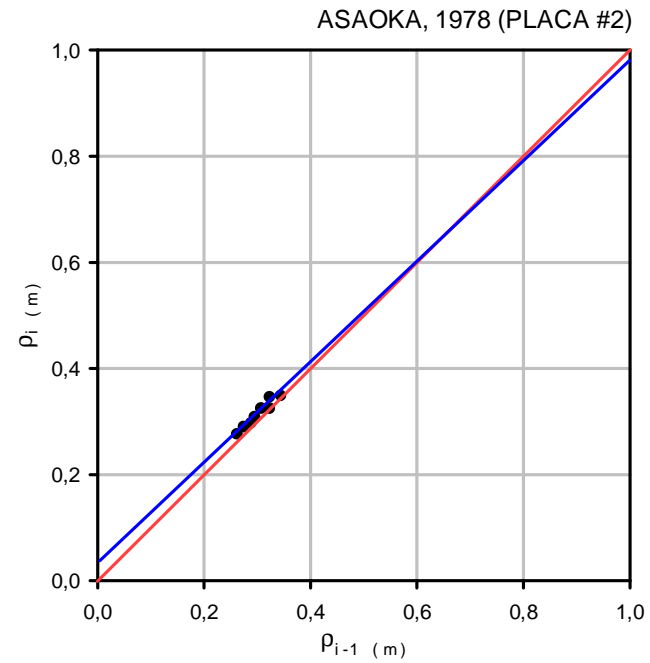
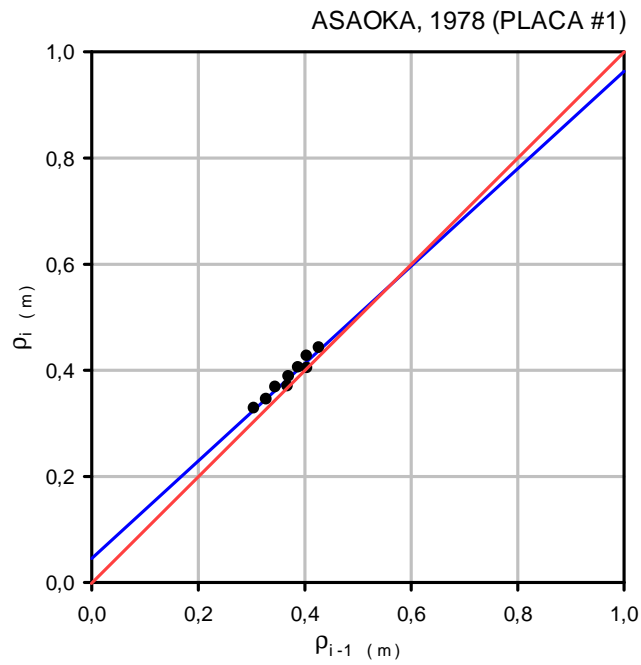
- Baligh, M. M., & Levadoux, J. N. (1986). Consolidation after undrained piezocone penetration. II: interpretation. *Journal of geotechnical engineering*, 112(7), 727-745.
- Berner, R.N. (1984). Sedimentary pyrite formation: An update, *Geochemical et Cosmochimica Acta*, 48, 605-615.
- Briaud, J. L. (2014). *Geotechnical engineering: unsaturated and saturated soils*. John Wiley & Sons.
- Egan, J.A. and Ebeling, R.M. (1985). Variation of small-strain modulus with undrained shear strength of clay. *Proceedings, 2nd International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2, 27-36.
- Geocimientos S.A. (2014). "*Informe Geotécnico sobre las condiciones del terreno donde será construido El Sistema De Tratamiento De Aguas Servidas usando la metodología de los Pantanos Secos Artificiales para el sistema Puerto Azul-Javier Salitral*". Parroquia Tarqui De Guayaquil, Guayas.
- Houlsby G. T., Teh C. I. (1988), Analysis of the piezocone in clay, *Proc. of the International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, 2, Balkema Pub., Rotterdam, 777–83*.
- Jamiolkowski, M. (1985). El nuevo desarrollo en el campo y laboratorio de análisis de suelos. *En Proc. 11 ICSMFE (Vol. 1, pp. 57-153)*
- Lunne, T., P.K Robertson, y J.J.M Powell (1997). "Cone penetration testing in geotechnical practice." Blackie Academic/Chapman-Hall publishers.
- Manteras, F. M., Odebrecht, E., & Schnaid, F. (2014). On the interpretation of piezocone dissipation testing data. *In Proc., 3rd Int. Symp. On Cone Penetration Testing (pp. 2-02)*. Las Vegas: CPT 14.
- Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. (1982), "Ko-OCR relationships in soil," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, GT6, pp. 851-872*.
- Mesri, G. (1973). Coefficient of secondary compression. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99(SM1), 123-137*.
- Mesri, G., & Huvaj-Sarihan, N. (2009, October). The Asaoka method revisited. *In Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Hamza M (ed.)). IOS Press, Amsterdam, the Netherlands (pp. 131-134)*.
- Mesri, G., and Godlewski, P.M. (1977). Time-and stress-compressibility interrelationship. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 103 (5), 417-430*.
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of surface using microtremor on the ground surface. *Quarterly Report of Railway Technical Institute, 30(1), 25-30*.

- NEC (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo NEC-SE-DS, Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Convenio MIDUVI – Cámara de la Construcción de Quito.
- NEC (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo NEC-SE-CM, Geotecnia y Cimentaciones*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Convenio MIDUVI – Cámara de la Construcción de Quito.
- Nuques Garcés, Víctor (2011). “Revisión del estudio de suelos e informe geotécnico del proyecto: Planta de tratamiento de aguas residuales domésticas, Puerto Azul – Javier Salitral. (pp. 3-4)
- Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1989). “Design manual for use of CPT and CPTU”. University of British Columbia. Vancouver, BC.
- Santamarina, J.C y Narsilio, G, (2004). Clasificación de suelos: Fundamento físico, prácticas actuales y recomendaciones, Georgia Institute of Technology, Atlanta.
- Seed, H.B., Woodward, R.J. and Lundgren, R. (1964).Clay mineralogical aspects of the Atterberg Limits. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 90 (SM4), 107-129.
- Skempton, A.W. (1953) “The colloidal activity of clays.” *Proceedings of the Third International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Switzerland*, 1, 57-59.
- Skempton, A.W. (1957) Discussion: the planning and design of the new Hong Kong airport. *Proceedings of the Institute of Civil Engineers, London*, 7, 305-307.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. y Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd ed. New York: John Wiley and Sons.
- Terzaghi, K. (1953), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley, New York.
- Tyrrel, A.P., Lake L.M. and Parsons, A.W. (1983) ‘An investigation of the extra costs arising on highway contracts’, *TRRL Supplementary Report SR814*, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berks.
- Vera Grunauer, X. (2014). Elaboración del Documento de la Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2011. Guayaquil. Auspiciado por: Secretaría de Gestión de Riesgos
- Vera Grunauer, X., Kayen, R., Tandazo Ortega, E., Ramírez Calderón, J., and Vera Grunauer, J.G. (2005), Investigación y estudio del comportamiento dinámico del subsuelo y microzonificación sísmica de la ciudad de Guayaquil, Estudio Geotécnico Fase I y II: Auspiciado por: M.I. Municipalidad de Guayaquil, versión final.

SIMBOLOGÍA

g	Aceleración de la gravedad
Ac	Actividad coloidal de la arcilla
R _A	Actividad relativa
H _d	Altura de drenaje
CH	Arcilla de Alta Plasticidad
CL	Arcilla de Baja Plasticidad
SM	Arena Limosa
q	Carga aplicada en el centro (kPa)
γ	Densidad del Medio
Dr	Densidad Relativa
SPT	Ensayo de Penetración Estándar
CPTu	Ensayo de Penetración con Piezocono
kN	Kilo Newton
kPa	Kilo Pascales
IP	Índice de Plasticidad
LL	Límite Líquido
LP	Límite Plástico
m	Metros
m/s	Metros por Segundo
mm	Milímetros
MPa	Mega Pascales
G	Módulo dinámico de corte
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
N ₆₀	Número de Golpes del Ensayo SPT
N _{ch}	Número de Golpes del Ensayo SPT (suelos cohesivos)
γ _t	Peso unitario total del suelo
PTARES	Planta de Tratamiento de Aguas Residuales “El Salitral”
u	Presión de poros
z	Profundidad en (m)
Q _c	Resistencia a la Penetración en Punta
Q _t	Resistencia Total del Cono
Su	Resistencia al Esfuerzo Cortante no Drenado
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación del Suelo
V _s	Velocidad de la Onda de corte
V _{s30}	Velocidad de la Onda S en los Primeros 30 metros
ω	Contenido de Humedad

ANEXOS



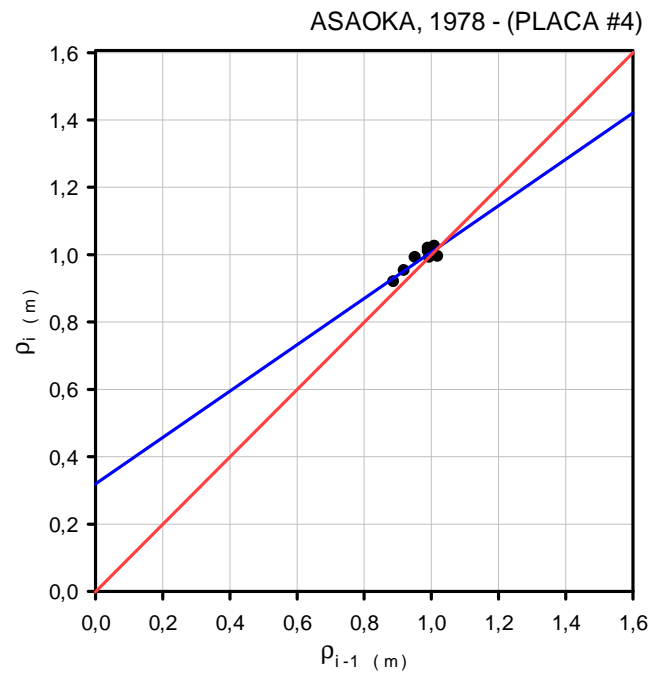
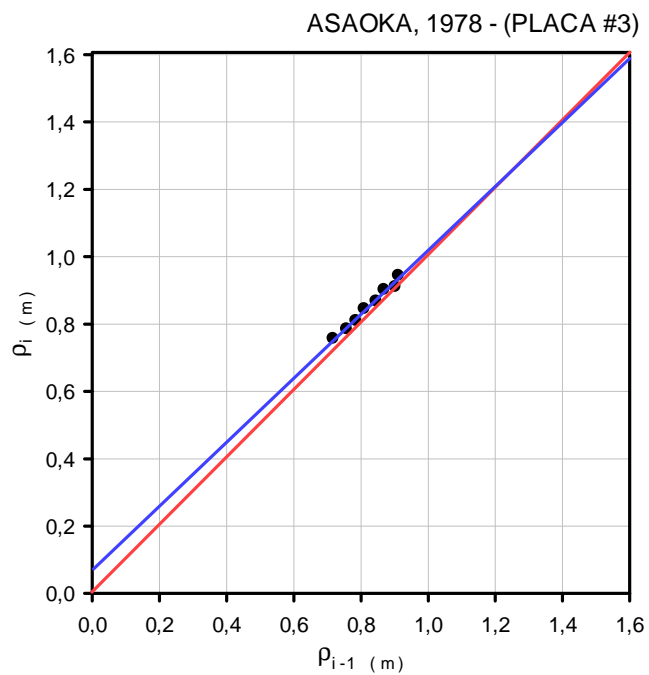
Placa #1 (Vía #3)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.328	
30-oct-15	0.345	0.328
27-nov-15	0.368	0.345
04-ene-16	0.370	0.368
29-ene-16	0.388	0.370
28-feb-16	0.405	0.388
27-mar-16	0.404	0.405
24-abr-16	0.427	0.404
21-may-16	0.442	0.427

$\beta_1 =$	0.918
$\beta_0 =$	0.0457
$\delta f =$	55.596
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.430070
C_v (m ² /año) =	156.98

Placa #2 (Vía #3)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.263	
30-oct-15	0.275	0.263
27-nov-15	0.289	0.275
04-ene-16	0.296	0.289
29-ene-16	0.308	0.296
28-feb-16	0.324	0.308
27-mar-16	0.324	0.324
24-abr-16	0.345	0.324
21-may-16	0.348	0.345

$\beta_1 =$	0.942
$\beta_0 =$	0.0398
$\delta f =$	69.097
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.297451
C_v (m ² /año) =	108.57

Figura 39: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #1 y #2)



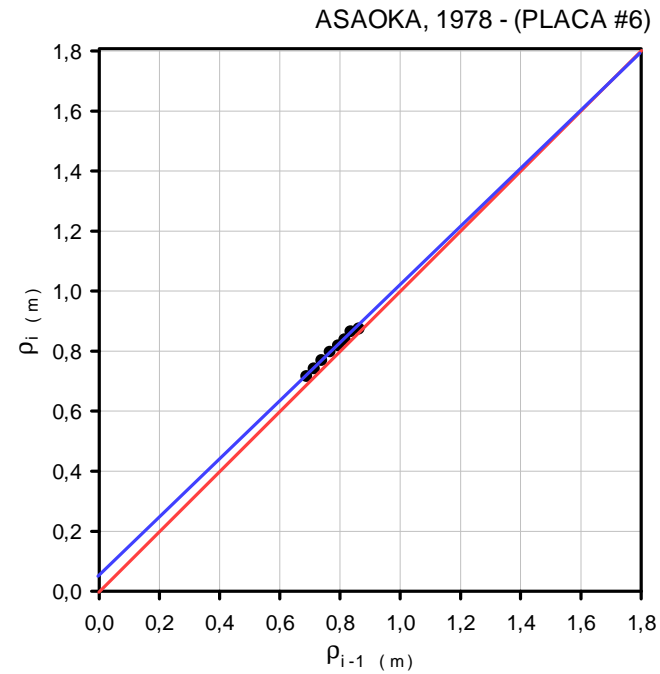
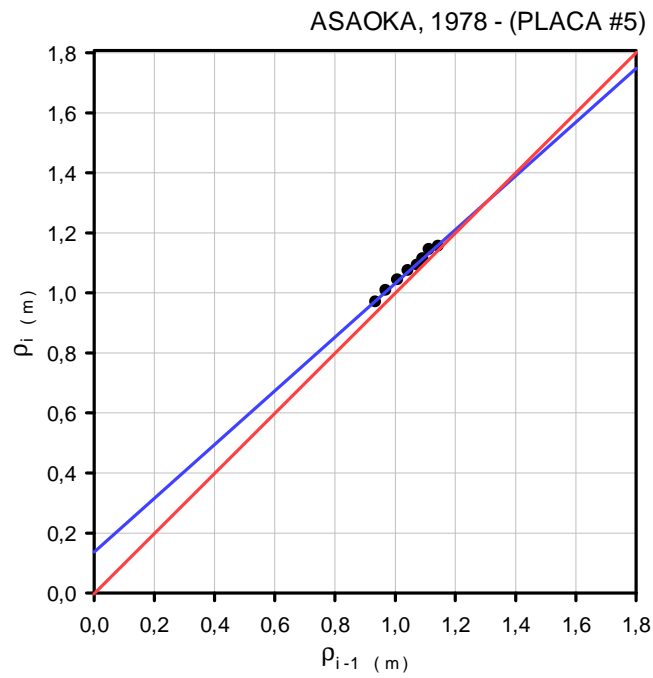
Placa #3 (Lechos Lijados)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.757	
30-oct-15	0.785	0.757
27-nov-15	0.810	0.785
04-ene-16	0.845	0.810
29-ene-16	0.868	0.845
28-feb-16	0.902	0.868
27-mar-16	0.911	0.902
24-abr-16	0.944	0.911
21-may-16	0.958	0.944

$\beta_1 =$	0.949
$\beta_0 =$	0.066
$\delta f =$	128.780
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.263780
C_v (m ² /año) =	96.28

Placa #4 (Lechos Lijados)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.888	
30-oct-15	0.919	0.888
27-nov-15	0.952	0.919
04-ene-16	0.991	0.952
29-ene-16	1.019	0.991
28-feb-16	0.994	1.019
27-mar-16	0.991	0.994
24-abr-16	1.010	0.991
21-may-16	1.025	1.010

$\beta_1 =$	0.689
$\beta_0 =$	0.3194
$\delta f =$	102.536
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	1.871384
C_v (m ² /año) =	683.06

Figura 40: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #3 y #4)



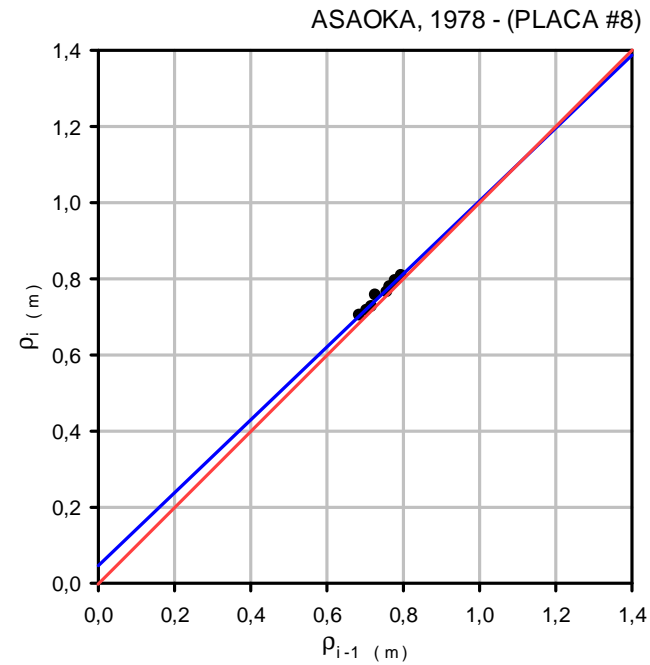
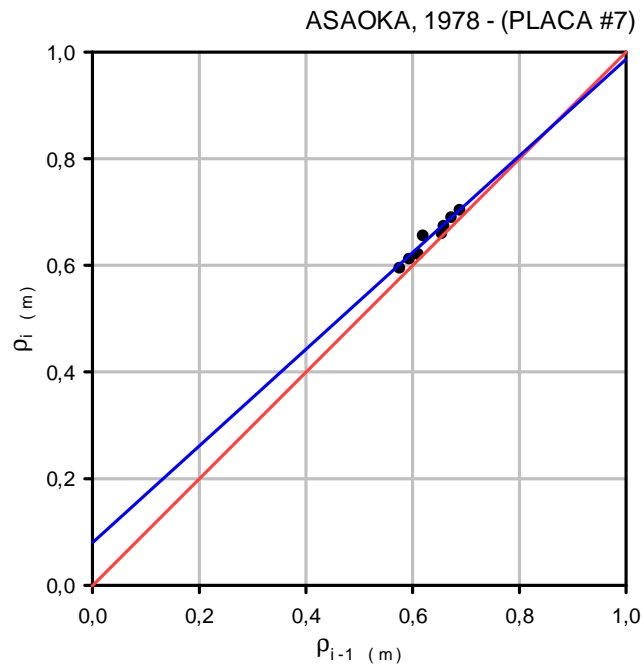
Placa #5 (Lechos Lijados)		
Fechas	p_i (m)	p_{i-1} (m)
30-sep-15	0.935	
30-oct-15	0.969	0.935
27-nov-15	1.008	0.969
04-ene-16	1.043	1.008
29-ene-16	1.074	1.043
28-feb-16	1.092	1.074
27-mar-16	1.113	1.092
24-abr-16	1.144	1.113
21-may-16	1.155	1.144

$\beta_1 =$	0.895
$\beta_0 =$	0.1374
$\delta f =$	130.857
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.556199
C_v (m ² /año) =	203.01

Placa #6 (Lechos Lijados)		
Fechas	p_i (m)	p_{i-1} (m)
30-sep-15	0.690	
30-oct-15	0.715	0.690
27-nov-15	0.740	0.715
04-ene-16	0.768	0.740
29-ene-16	0.796	0.768
28-feb-16	0.817	0.796
27-mar-16	0.837	0.817
24-abr-16	0.864	0.837
21-may-16	0.873	0.864

$\beta_1 =$	0.965
$\beta_0 =$	0.0594
$\delta f =$	168.644
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.179785
C_v (m ² /año) =	65.62

Figura 41: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #5 y #6)



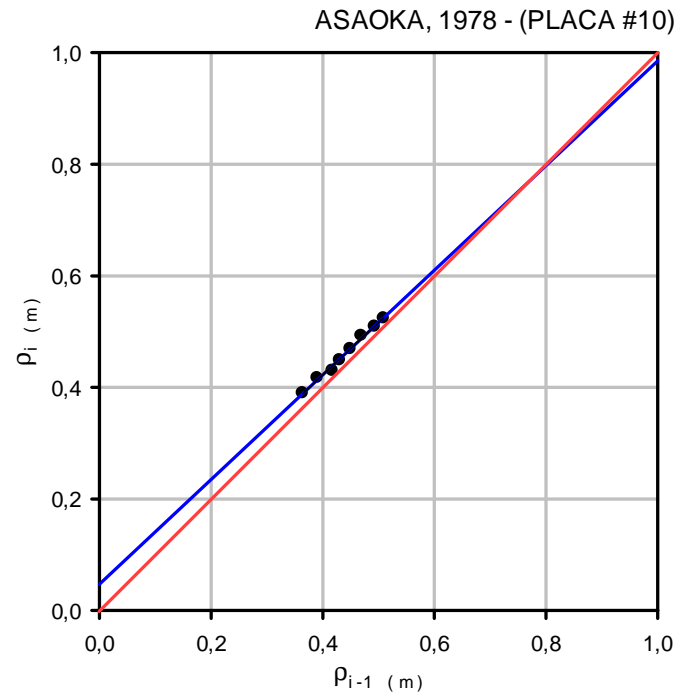
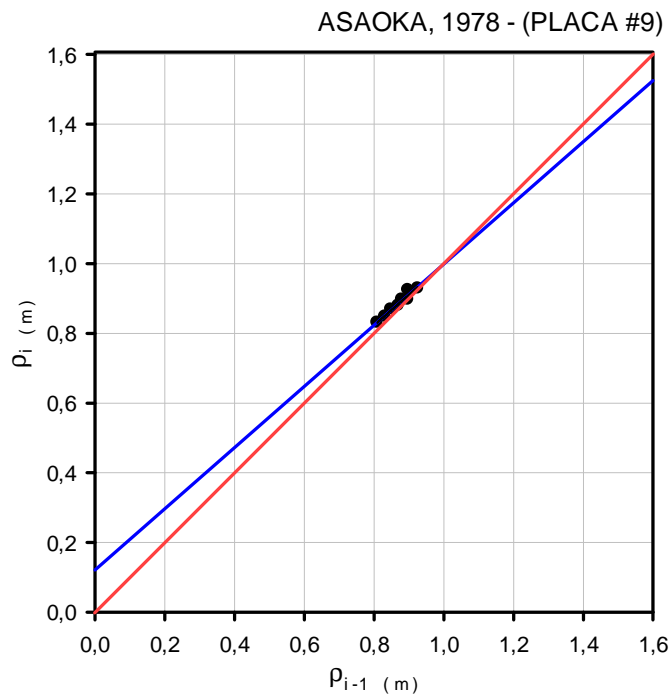
Placa #7 (Lechos Pulidos)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.576	
30-oct-15	0.594	0.576
27-nov-15	0.611	0.594
04-ene-16	0.620	0.611
29-ene-16	0.655	0.620
28-feb-16	0.659	0.655
27-mar-16	0.673	0.659
24-abr-16	0.689	0.673
21-may-16	0.703	0.689

$\beta_1 =$	0.905
$\beta_0 =$	0.0855
$\delta f =$	89.623
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.502705
C_v (m ² /año) =	183.49

Placa #8 (Lechos Pulidos)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.685	
30-oct-15	0.704	0.685
27-nov-15	0.717	0.704
04-ene-16	0.727	0.717
29-ene-16	0.757	0.727
28-feb-16	0.765	0.757
27-mar-16	0.779	0.765
24-abr-16	0.795	0.779
21-may-16	0.808	0.795

$\beta_1 =$	0.957
$\beta_0 =$	0.047
$\delta f =$	110.403
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.218125
C_v (m ² /año) =	79.62

Figura 42: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #7 y #8)



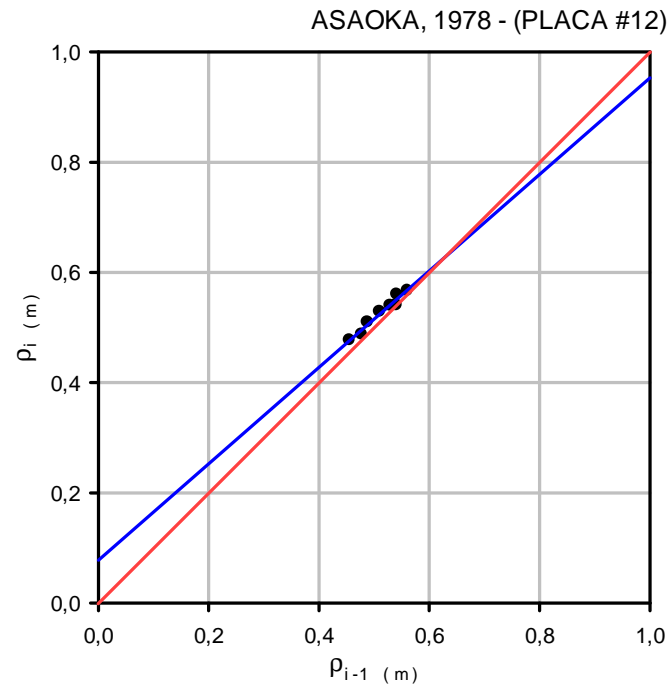
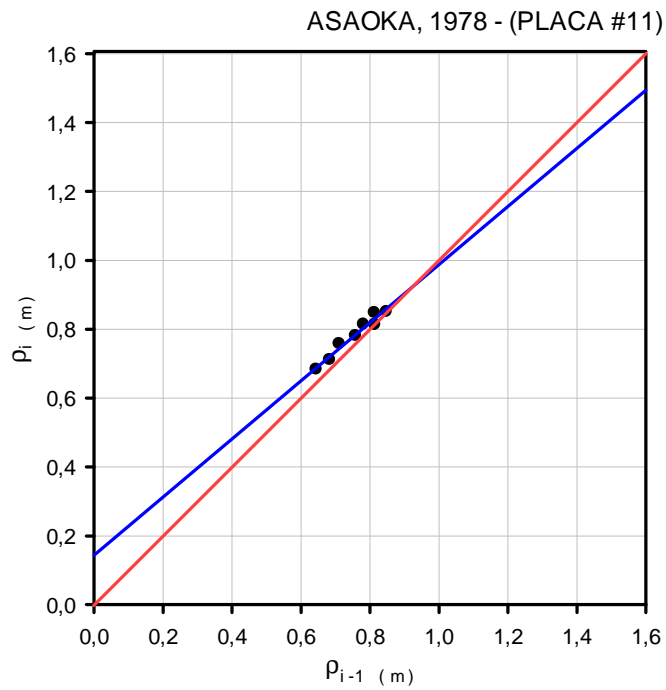
Placa #9 (Lechos Pulidos)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.809	
30-oct-15	0.831	0.809
27-nov-15	0.848	0.831
04-ene-16	0.869	0.848
29-ene-16	0.879	0.869
28-feb-16	0.897	0.879
27-mar-16	0.897	0.897
24-abr-16	0.925	0.897
21-may-16	0.929	0.925

$\beta_1 =$	0.877
$\beta_0 =$	0.1218
$\delta f =$	99.105
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.657493
C_v (m ² /año) =	239.98

Placa #10 (Vía #3)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.364	
30-oct-15	0.390	0.364
27-nov-15	0.417	0.390
04-ene-16	0.430	0.417
29-ene-16	0.449	0.430
28-feb-16	0.469	0.449
27-mar-16	0.493	0.469
24-abr-16	0.509	0.493
21-may-16	0.524	0.509

$\beta_1 =$	0.938
$\beta_0 =$	0.0472
$\delta f =$	76.252
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.320381
C_v (m ² /año) =	116.94

Figura 43: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #9 y #10)



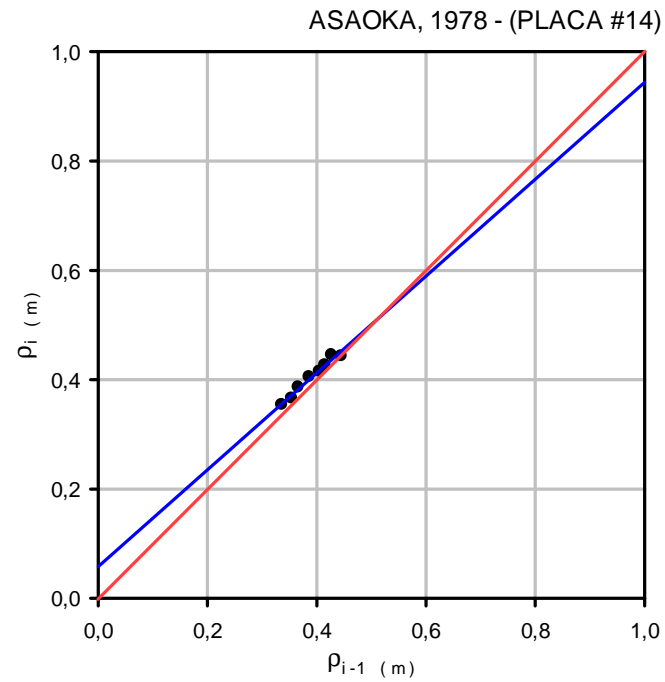
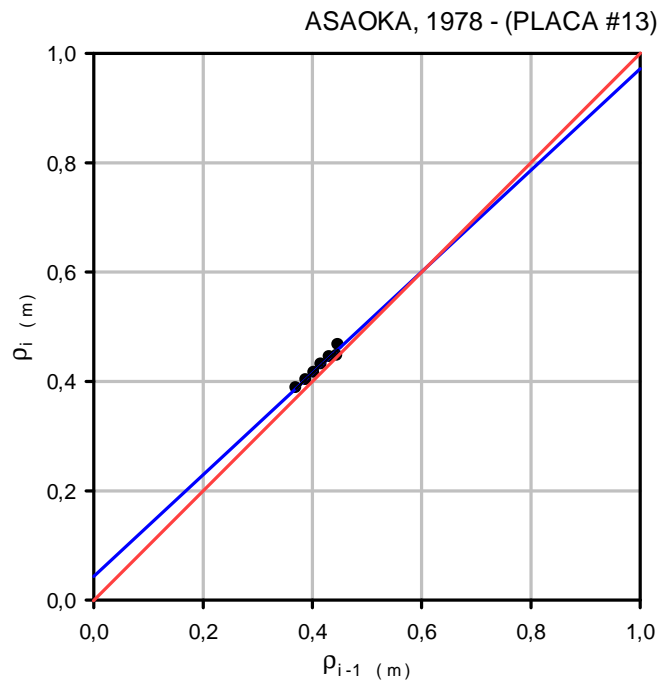
Placa #11 (Vía #6)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.644	
30-oct-15	0.683	0.644
27-nov-15	0.711	0.683
04-ene-16	0.758	0.711
29-ene-16	0.781	0.758
28-feb-16	0.814	0.781
27-mar-16	0.813	0.814
24-abr-16	0.848	0.813
21-may-16	0.851	0.848

$\beta_1 =$	0.844
$\beta_0 =$	0.1437
$\delta f =$	92.234
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.849182
C_v (m ² /año) =	309.95

Placa #12 (Vía #6)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.455	
30-oct-15	0.477	0.455
27-nov-15	0.488	0.477
04-ene-16	0.510	0.488
29-ene-16	0.529	0.510
28-feb-16	0.540	0.529
27-mar-16	0.541	0.540
24-abr-16	0.560	0.541
21-may-16	0.567	0.560

$\beta_1 =$	0.875
$\beta_0 =$	0.0781
$\delta f =$	62.480
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.669512
C_v (m ² /año) =	244.37

Figura 44: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #11 y #12)



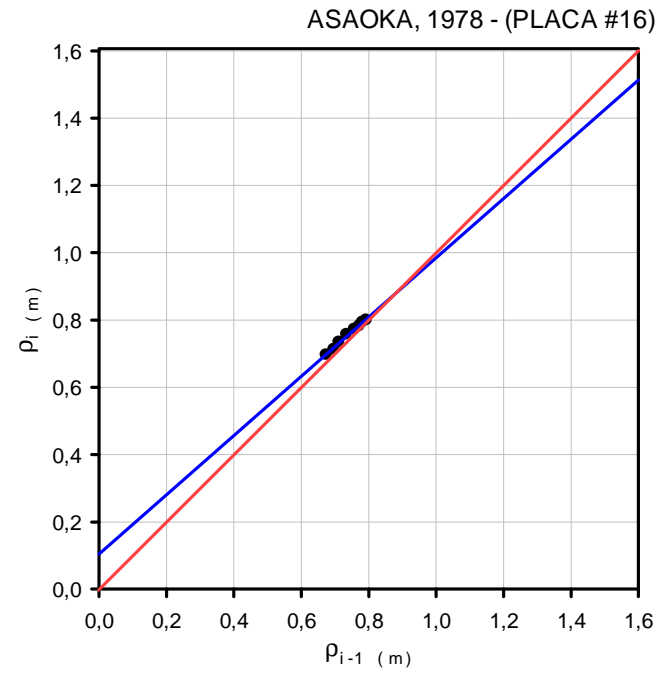
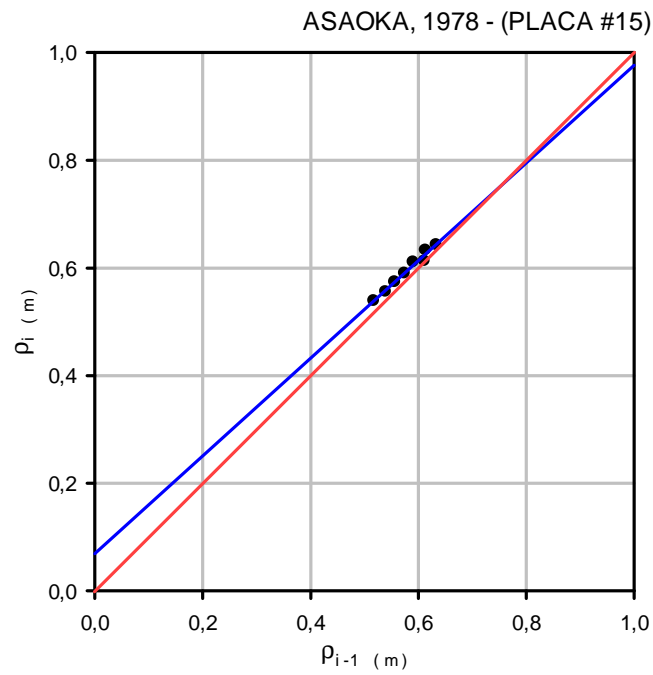
Placa #13 (Vía #3)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.370	
30-oct-15	0.388	0.370
27-nov-15	0.403	0.388
04-ene-16	0.416	0.403
29-ene-16	0.431	0.416
28-feb-16	0.445	0.431
27-mar-16	0.447	0.445
24-abr-16	0.467	0.447
21-may-16	0.425	0.467

$\beta_1 =$	0.929
$\beta_0 =$	0.0435
$\delta f =$	60.839
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.371955
C_v (m ² /año) =	135.76

Placa #14 (Vía #3)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.336	
30-oct-15	0.354	0.336
27-nov-15	0.366	0.354
04-ene-16	0.386	0.366
29-ene-16	0.405	0.386
28-feb-16	0.415	0.405
27-mar-16	0.427	0.415
24-abr-16	0.445	0.427
21-may-16	0.443	0.445

$\beta_1 =$	0.886
$\beta_0 =$	0.058
$\delta f =$	50.922
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.606307
C_v (m ² /año) =	221.30

Figura 45: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #13 y #14)



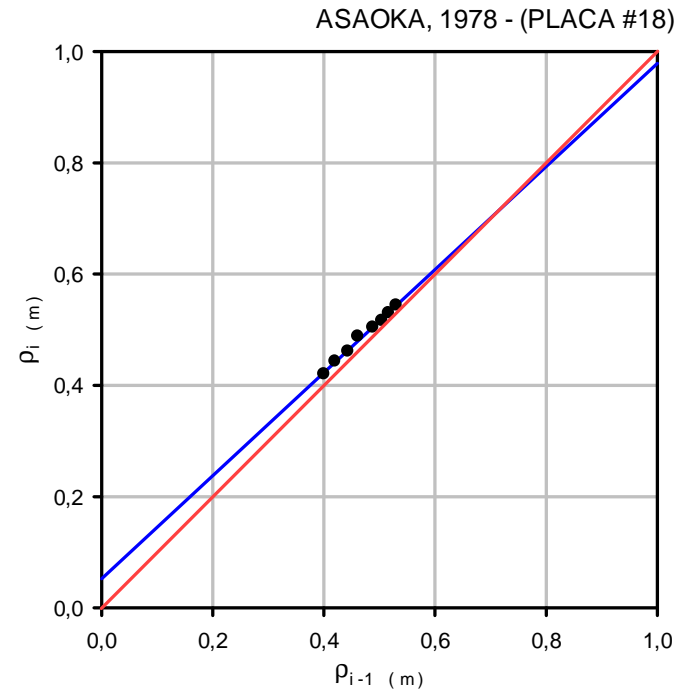
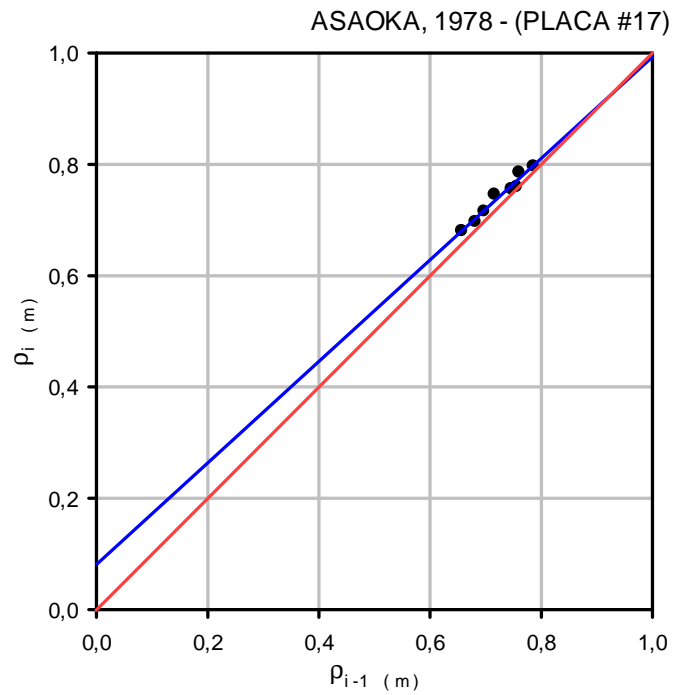
Placa #15 (Lechos Pulidos)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.517	
30-oct-15	0.539	0.517
27-nov-15	0.556	0.539
04-ene-16	0.574	0.556
29-ene-16	0.590	0.574
28-feb-16	0.611	0.590
27-mar-16	0.613	0.611
24-abr-16	0.633	0.613
21-may-16	0.643	0.633

$\beta_1 =$	0.907
$\beta_0 =$	0.0694
$\delta f =$	74.946
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.487209
C_v (m ² /año) =	177.83

Placa #16 (Lechos Pulidos)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.674	
30-oct-15	0.696	0.674
27-nov-15	0.712	0.696
04-ene-16	0.734	0.712
29-ene-16	0.757	0.734
28-feb-16	0.772	0.757
27-mar-16	0.781	0.772
24-abr-16	0.793	0.781
21-may-16	0.799	0.793

$\beta_1 =$	0.881
$\beta_0 =$	0.1039
$\delta f =$	87.091
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.636956
C_v (m ² /año) =	232.49

Figura 46: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #15 y #16)



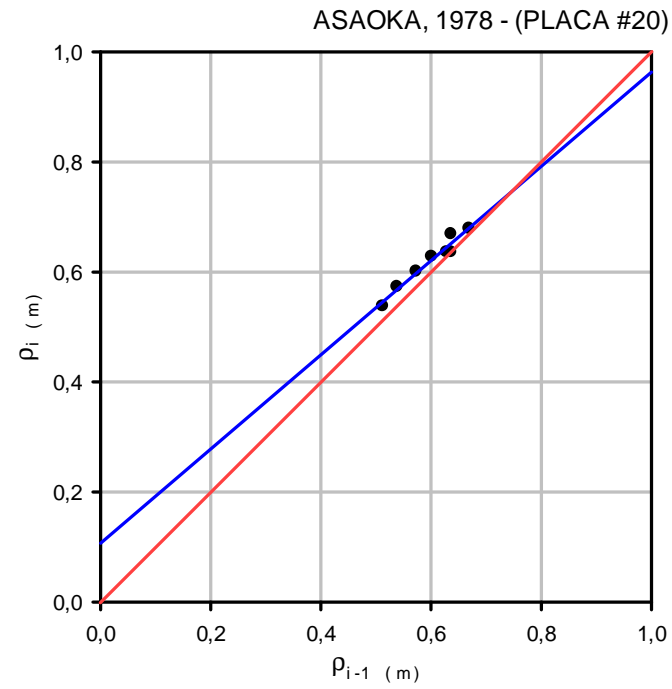
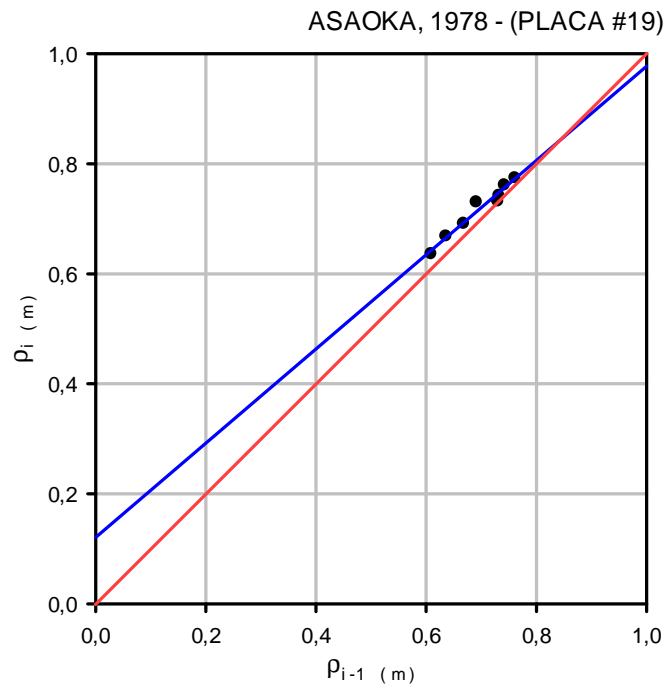
Placa #17 (Lechos Pulidos)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.657	
30-oct-15	0.681	0.657
27-nov-15	0.697	0.681
04-ene-16	0.716	0.697
29-ene-16	0.746	0.716
28-feb-16	0.756	0.746
27-mar-16	0.760	0.756
24-abr-16	0.786	0.760
21-may-16	0.797	0.786

$\beta_1 =$	0.913
$\beta_0 =$	0.0809
$\delta f =$	92.457
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.459108
C_v (m ² /año) =	167.57

Placa #18 (Lechos Pulidos)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.400	
30-oct-15	0.420	0.400
27-nov-15	0.443	0.420
04-ene-16	0.461	0.443
29-ene-16	0.488	0.461
28-feb-16	0.504	0.488
27-mar-16	0.516	0.504
24-abr-16	0.530	0.516
21-may-16	0.544	0.530

$\beta_1 =$	0.926
$\beta_0 =$	0.0526
$\delta f =$	71.370
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.383849
C_v (m ² /año) =	140.10

Figura 47: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #17 y #18)



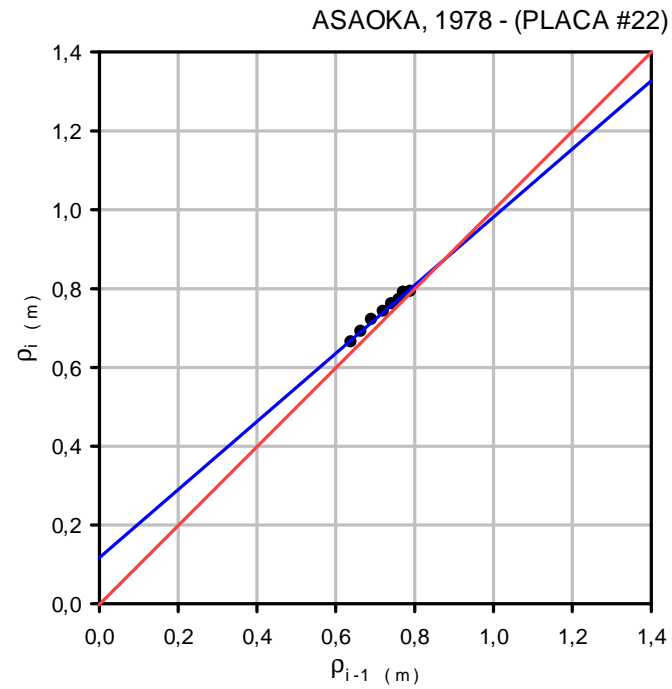
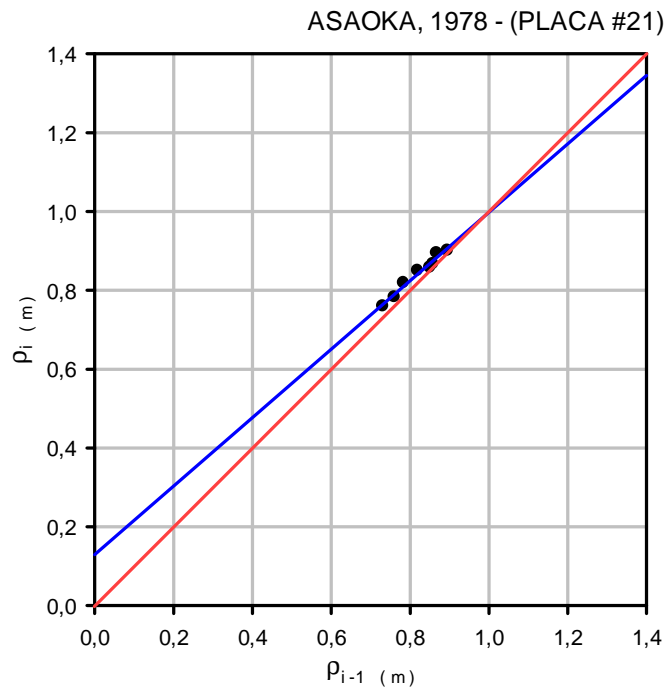
Placa #19 (Lechos Pulidos)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.609	
30-oct-15	0.636	0.609
27-nov-15	0.668	0.636
04-ene-16	0.691	0.668
29-ene-16	0.730	0.691
28-feb-16	0.732	0.730
27-mar-16	0.742	0.732
24-abr-16	0.761	0.742
21-may-16	0.774	0.761

$\beta_1 =$	0.857
$\beta_0 =$	0.1206
$\delta f =$	84.042
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.776656
C_v (m ² /año) =	283.48

Placa #20 (Lechos Lijados)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.512	
30-oct-15	0.538	0.512
27-nov-15	0.573	0.538
04-ene-16	0.601	0.573
29-ene-16	0.628	0.601
28-feb-16	0.636	0.628
27-mar-16	0.636	0.636
24-abr-16	0.669	0.636
21-may-16	0.679	0.669

$\beta_1 =$	0.856
$\beta_0 =$	0.107
$\delta f =$	74.461
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.777827
C_v (m ² /año) =	283.91

Figura 48: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #19 y #20)



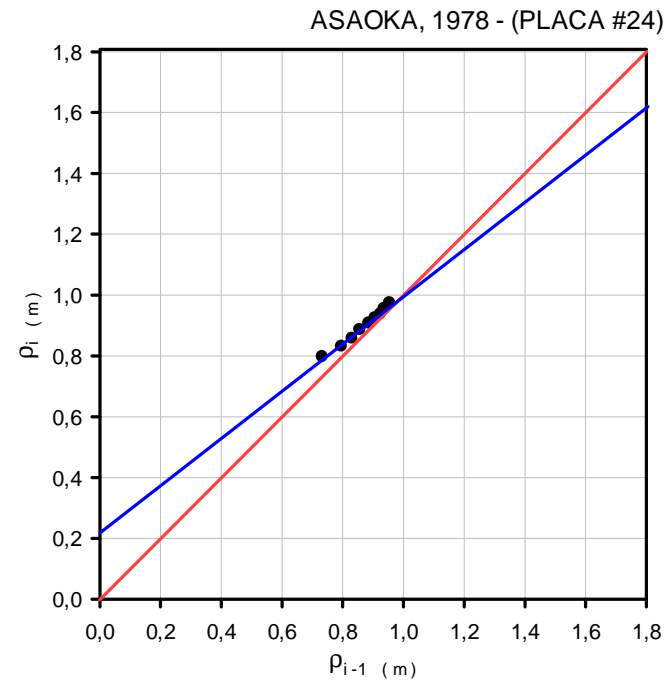
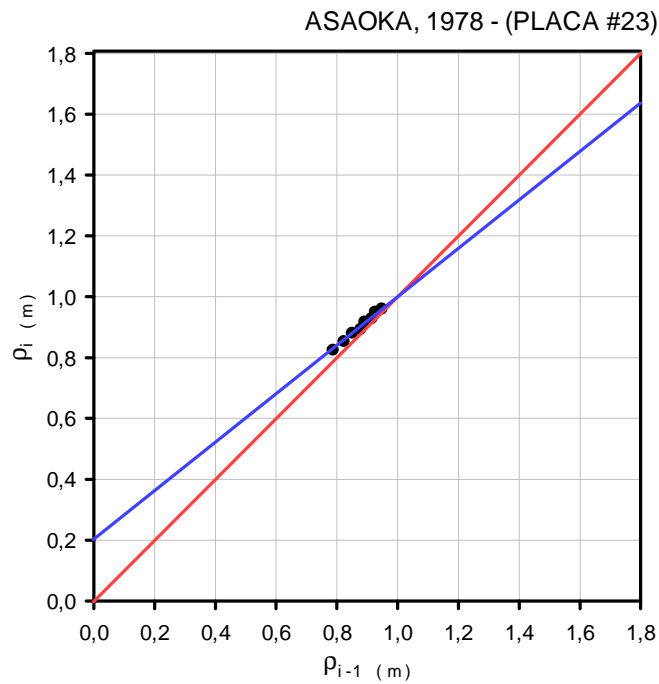
Placa #21 (Lechos Lijados)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.731	
30-oct-15	0.760	0.731
27-nov-15	0.783	0.760
04-ene-16	0.819	0.783
29-ene-16	0.850	0.819
28-feb-16	0.858	0.850
27-mar-16	0.867	0.858
24-abr-16	0.895	0.867
21-may-16	0.901	0.895

$\beta_1 =$	0.868
$\beta_0 =$	0.1294
$\delta f =$	98.179
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.708629
C_v (m ² /año) =	258.65

Placa #22 (Lechos Lijados)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.639	
30-oct-15	0.664	0.639
27-nov-15	0.691	0.664
04-ene-16	0.721	0.691
29-ene-16	0.742	0.721
28-feb-16	0.761	0.742
27-mar-16	0.772	0.761
24-abr-16	0.790	0.772
21-may-16	0.793	0.790

$\beta_1 =$	0.864
$\beta_0 =$	0.1175
$\delta f =$	86.397
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.732943
C_v (m ² /año) =	267.52

Figura 49: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #21 y #22)



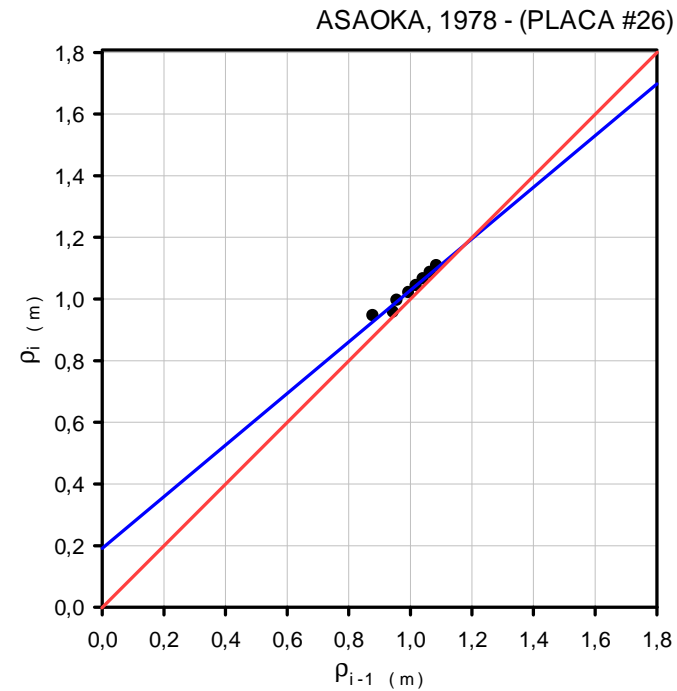
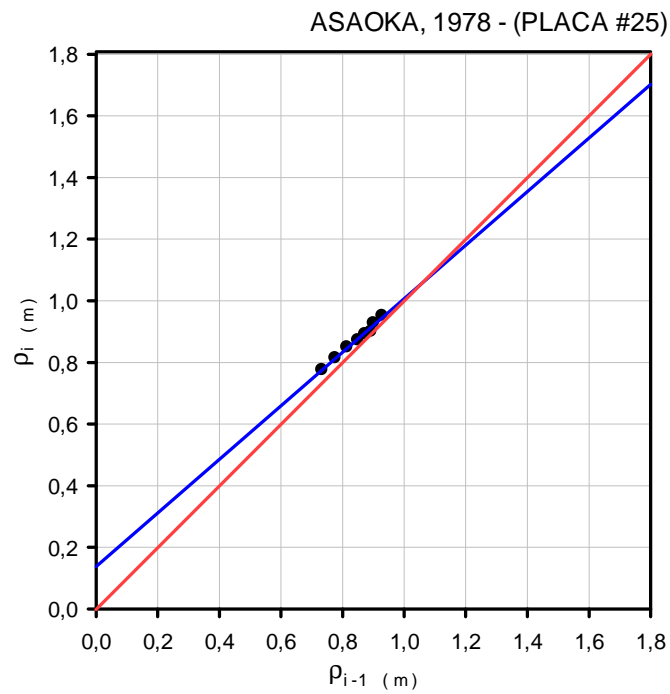
Placa #23 (Lechos Lijados)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.788	
30-oct-15	0.824	0.788
27-nov-15	0.851	0.824
04-ene-16	0.879	0.851
29-ene-16	0.892	0.879
28-feb-16	0.916	0.892
27-mar-16	0.927	0.916
24-abr-16	0.949	0.927
21-may-16	0.959	0.949

$\beta_1 =$	0.793
$\beta_0 =$	0.2154
$\delta f =$	103.835
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	1.165692
C_v (m ² /año) =	425.48

Placa #24 (Lechos Lijados)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.797	
30-oct-15	0.831	0.797
27-nov-15	0.857	0.831
04-ene-16	0.886	0.857
29-ene-16	0.907	0.886
28-feb-16	0.925	0.907
27-mar-16	0.937	0.925
24-abr-16	0.955	0.937
21-may-16	0.974	0.955

$\beta_1 =$	0.775
$\beta_0 =$	0.2224
$\delta f =$	98.747
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	1.279439
C_v (m ² /año) =	467.00

Figura 50: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #23 y #24)



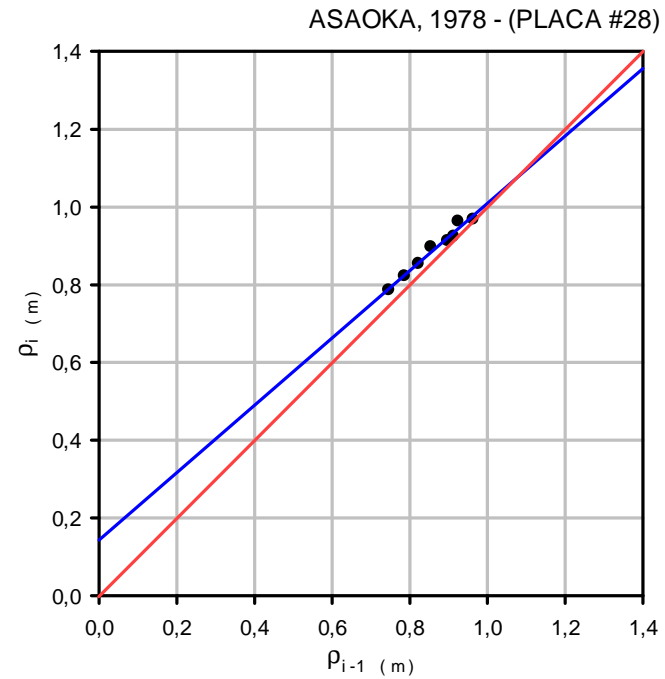
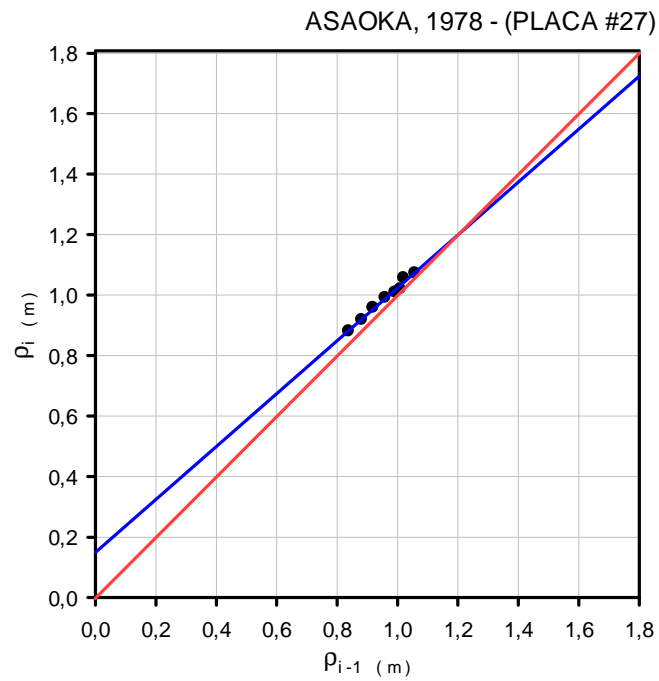
Placa #25 (Lechos Lijados)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.733	
30-oct-15	0.776	0.733
27-nov-15	0.814	0.776
04-ene-16	0.849	0.814
29-ene-16	0.872	0.849
28-feb-16	0.892	0.872
27-mar-16	0.900	0.892
24-abr-16	0.928	0.900
21-may-16	0.952	0.928

$\beta_1 =$	0.869
$\beta_0 =$	0.1385
$\delta f =$	105.323
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.706897
C_v (m ² /año) =	258.02

Placa #26 (Lechos Lijados)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.879	
30-oct-15	0.945	0.879
27-nov-15	0.957	0.945
04-ene-16	0.995	0.945
29-ene-16	1.020	0.995
28-feb-16	1.043	1.020
27-mar-16	1.065	1.043
24-abr-16	1.086	1.065
21-may-16	1.108	1.086

$\beta_1 =$	0.837
$\beta_0 =$	0.1918
$\delta f =$	117.381
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.894524
C_v (m ² /año) =	326.50

Figura 51: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #25 y #26)



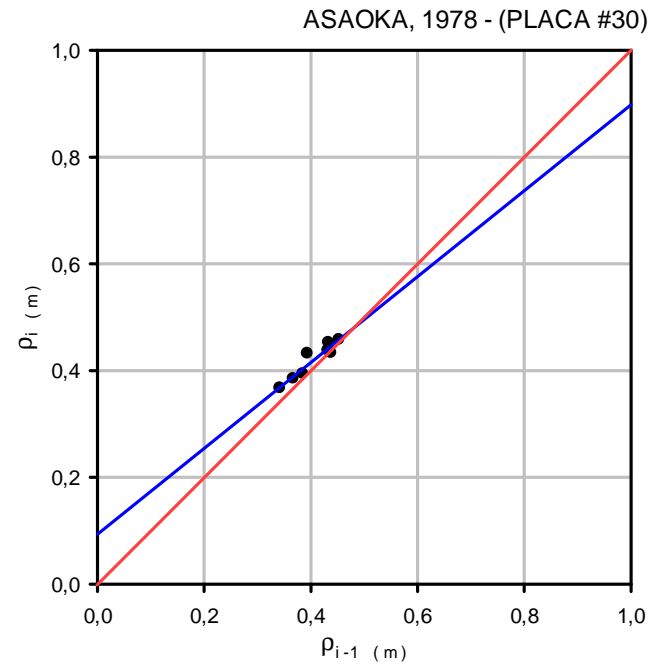
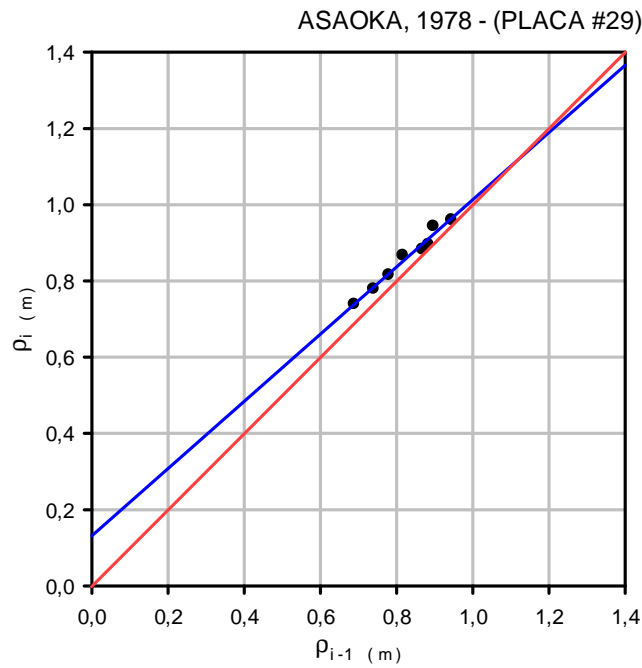
Placa #27 (Lechos Lijados)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.838	
30-oct-15	0.881	0.838
27-nov-15	0.919	0.881
04-ene-16	0.959	0.919
29-ene-16	0.992	0.959
28-feb-16	1.009	0.992
27-mar-16	1.020	1.009
24-abr-16	1.057	1.020
21-may-16	1.073	1.057

$\beta_1 =$	0.875
$\beta_0 =$	0.1496
$\delta f =$	119.298
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.671804
C_v (m ² /año) =	245.21

Placa #28 (Lechos Lijados)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.746	
30-oct-15	0.786	0.746
27-nov-15	0.822	0.786
04-ene-16	0.854	0.822
29-ene-16	0.897	0.854
28-feb-16	0.913	0.897
27-mar-16	0.924	0.913
24-abr-16	0.963	0.924
21-may-16	0.968	0.963

$\beta_1 =$	0.866
$\beta_0 =$	0.1437
$\delta f =$	106.999
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.723087
C_v (m ² /año) =	263.93

Figura 52: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #27 y #28)



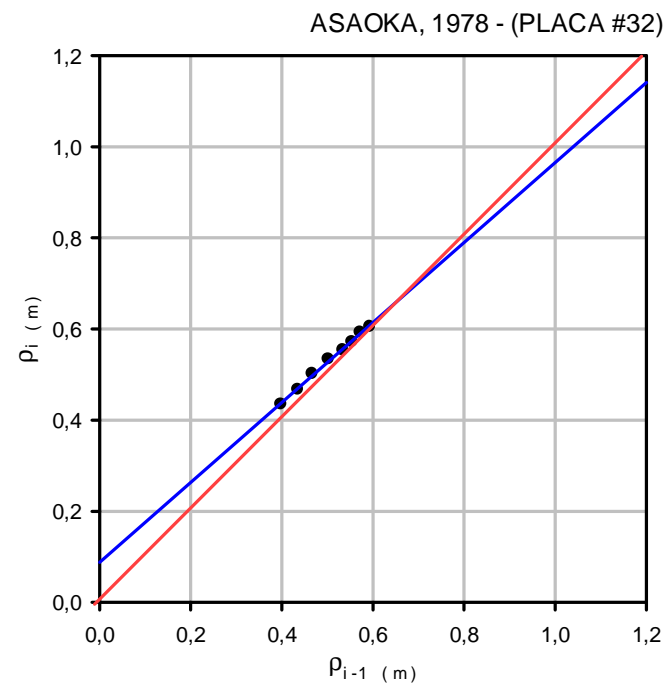
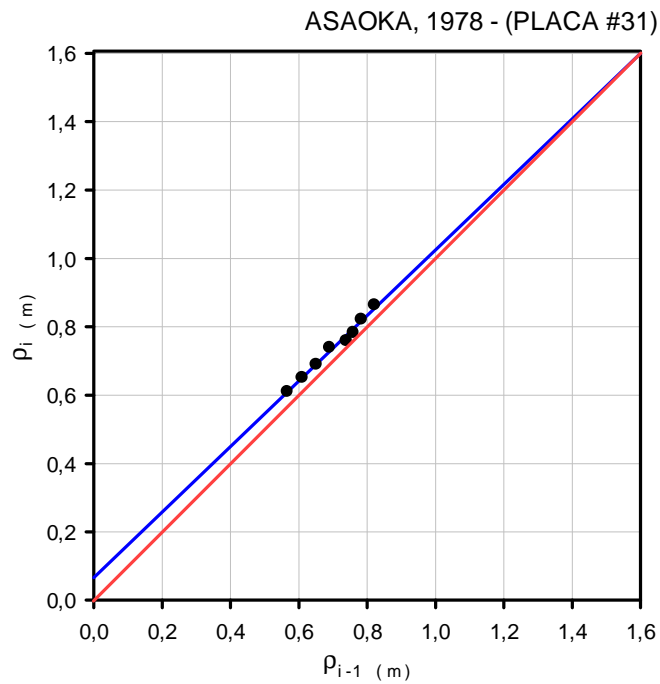
Placa #29 (Lechos Lijados)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.688	
30-oct-15	0.739	0.688
27-nov-15	0.779	0.739
04-ene-16	0.816	0.779
29-ene-16	0.867	0.816
28-feb-16	0.883	0.867
27-mar-16	0.896	0.883
24-abr-16	0.944	0.896
21-may-16	0.960	0.944

$\beta_1 =$	0.881
$\beta_0 =$	0.1322
$\delta f =$	111.279
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.634110
C_v (m ² /año) =	231.45

Placa #30 (Vía #3)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.342	
30-oct-15	0.367	0.342
27-nov-15	0.385	0.367
04-ene-16	0.394	0.385
29-ene-16	0.432	0.394
28-feb-16	0.438	0.432
27-mar-16	0.433	0.438
24-abr-16	0.453	0.433
21-may-16	0.458	0.453

$\beta_1 =$	0.805
$\beta_0 =$	0.0937
$\delta f =$	47.953
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	1.090070
C_v (m ² /año) =	397.88

Figura 53: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #29 y #30)



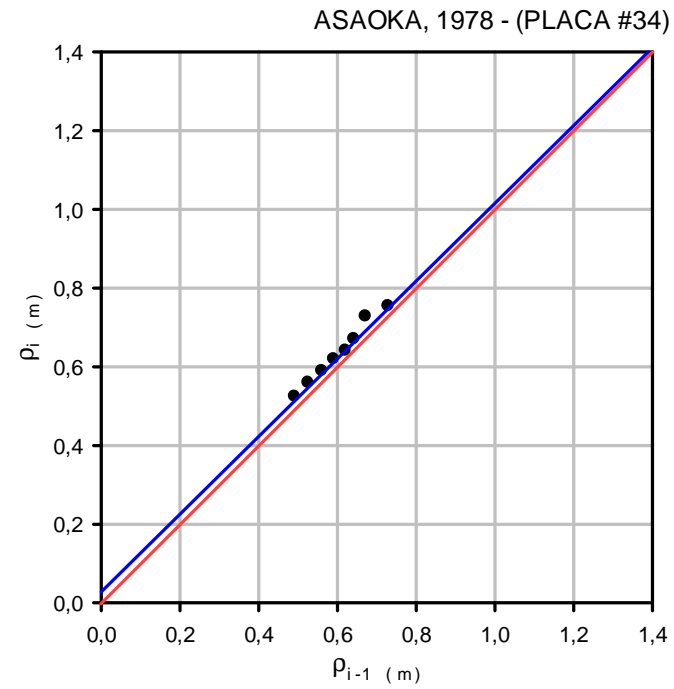
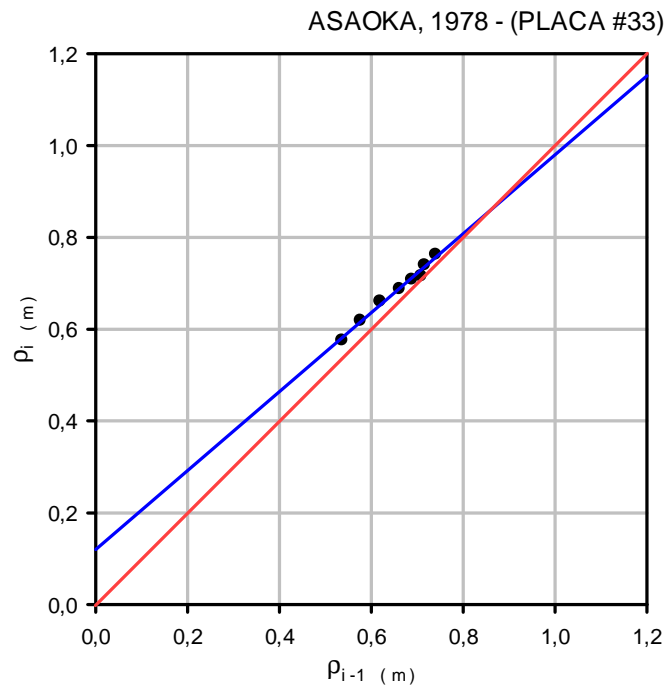
Placa #31 (Vía #3)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.566	
30-oct-15	0.610	0.566
27-nov-15	0.651	0.610
04-ene-16	0.690	0.651
29-ene-16	0.739	0.690
28-feb-16	0.759	0.739
27-mar-16	0.783	0.759
24-abr-16	0.821	0.783
21-may-16	0.863	0.821

$\beta_1 =$	0.959
$\beta_0 =$	0.066
$\delta f =$	160.584
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.210425
C_v (m ² /año) =	76.81

Placa #32 (Vía #3)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.398	
30-oct-15	0.435	0.398
27-nov-15	0.467	0.435
04-ene-16	0.502	0.467
29-ene-16	0.534	0.502
28-feb-16	0.554	0.534
27-mar-16	0.572	0.554
24-abr-16	0.593	0.572
21-may-16	0.605	0.593

$\beta_1 =$	0.877
$\beta_0 =$	0.0882
$\delta f =$	71.707
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.658064
C_v (m ² /año) =	240.19

Figura 54: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #31 y #32)



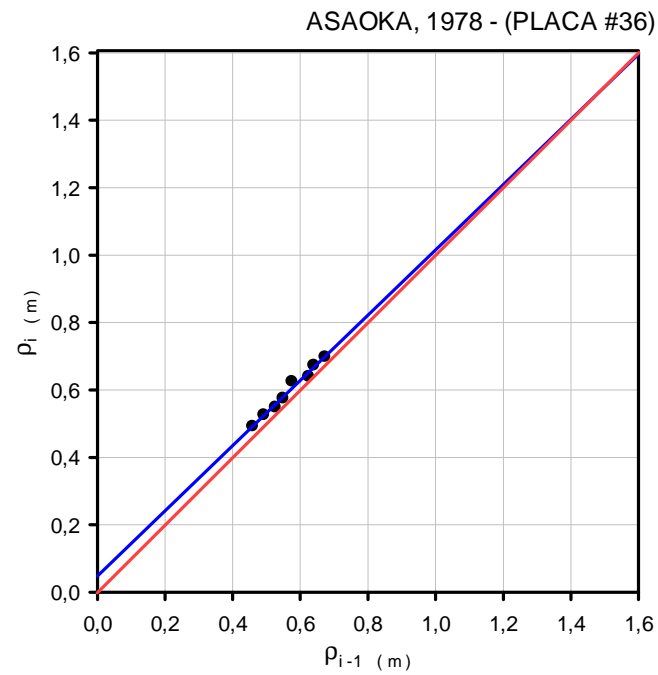
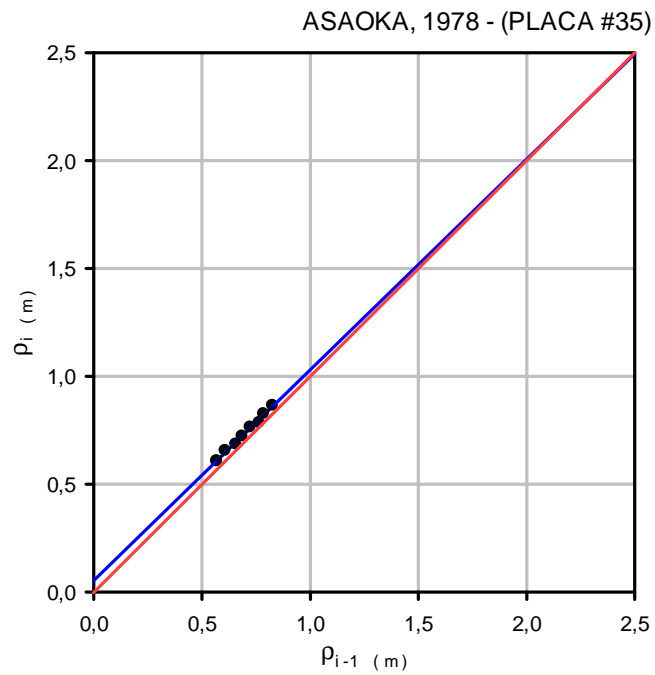
Placa #33 (Vía #3)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.536	
30-oct-15	0.576	0.536
27-nov-15	0.619	0.576
04-ene-16	0.661	0.619
29-ene-16	0.688	0.661
28-feb-16	0.708	0.688
27-mar-16	0.716	0.708
24-abr-16	0.740	0.716
21-may-16	0.763	0.740

$\beta_1 =$	0.860
$\beta_0 =$	0.1201
$\delta f =$	85.847
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.755626
C_v (m ² /año) =	275.80

Placa #34 (Vía #3)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.491	
30-oct-15	0.525	0.491
27-nov-15	0.560	0.525
04-ene-16	0.590	0.560
29-ene-16	0.620	0.590
28-feb-16	0.642	0.620
27-mar-16	0.671	0.642
24-abr-16	0.729	0.671
21-may-16	0.755	0.729

$\beta_1 =$	0.988
$\beta_0 =$	0.0277
$\delta f =$	222.284
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.062873
C_v (m ² /año) =	22.95

Figura 55: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #33 y #34)



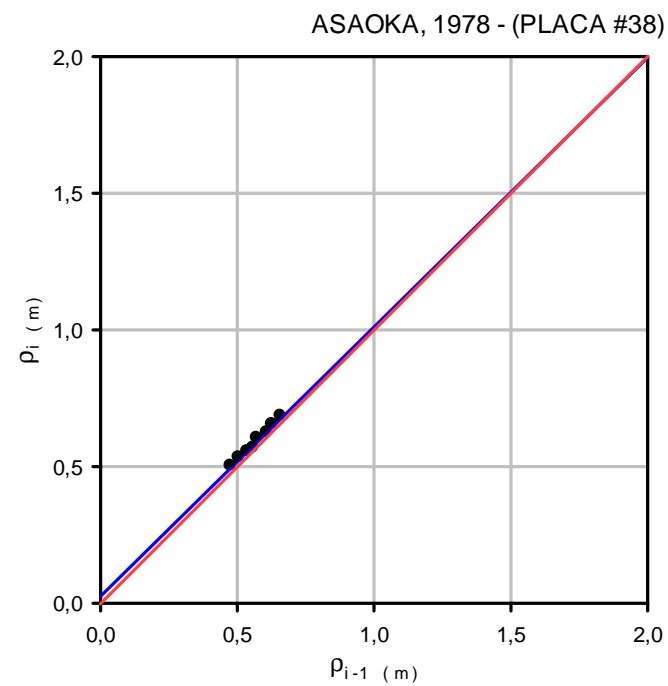
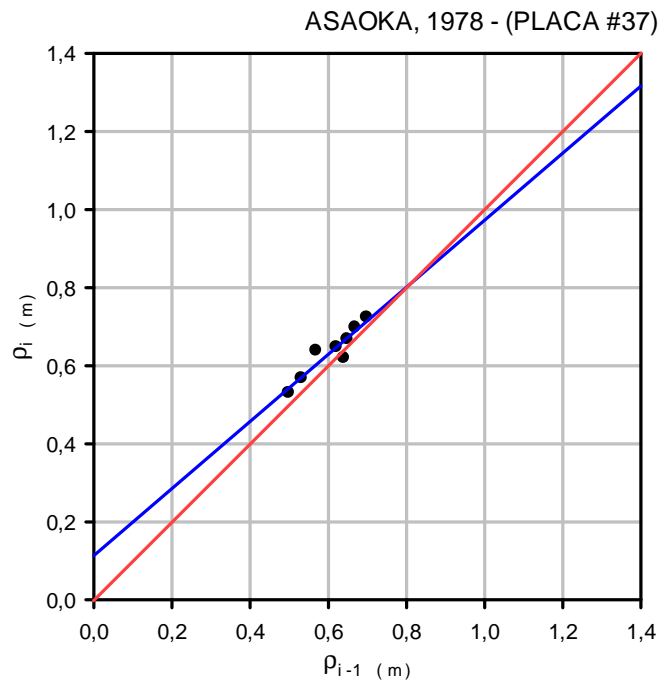
Placa #35 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.568	
30-oct-15	0.607	0.568
27-nov-15	0.656	0.607
04-ene-16	0.685	0.656
29-ene-16	0.722	0.685
28-feb-16	0.764	0.722
27-mar-16	0.784	0.764
24-abr-16	0.826	0.784
21-may-16	0.865	0.826

$\beta_1 =$	0.976
$\beta_0 =$	0.0539
$\delta f =$	224.583
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.121801
C_v (m ² /año) =	44.46

Placa #36 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.459	
30-oct-15	0.492	0.459
27-nov-15	0.526	0.492
04-ene-16	0.549	0.526
29-ene-16	0.575	0.549
28-feb-16	0.625	0.575
27-mar-16	0.640	0.625
24-abr-16	0.673	0.640
21-may-16	0.698	0.673

$\beta_1 =$	0.967
$\beta_0 =$	0.0484
$\delta f =$	148.012
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.166695
C_v (m ² /año) =	60.84

Figura 56: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #35 y #36)



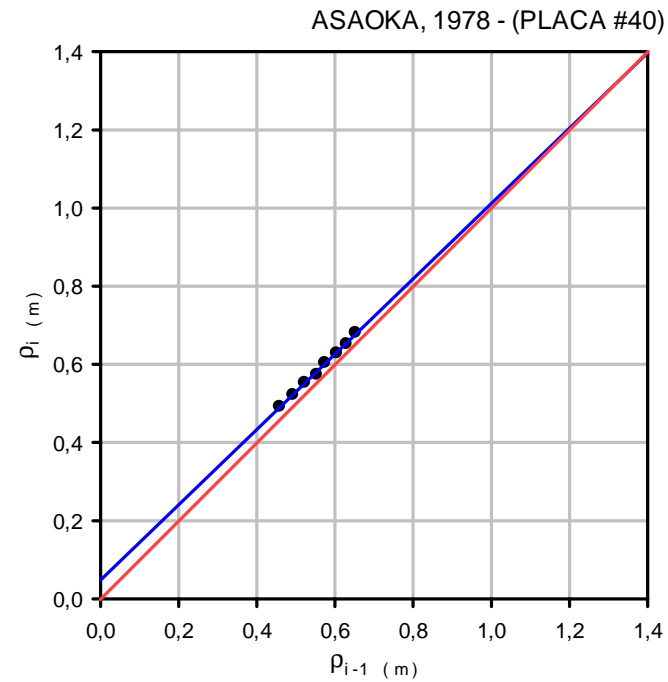
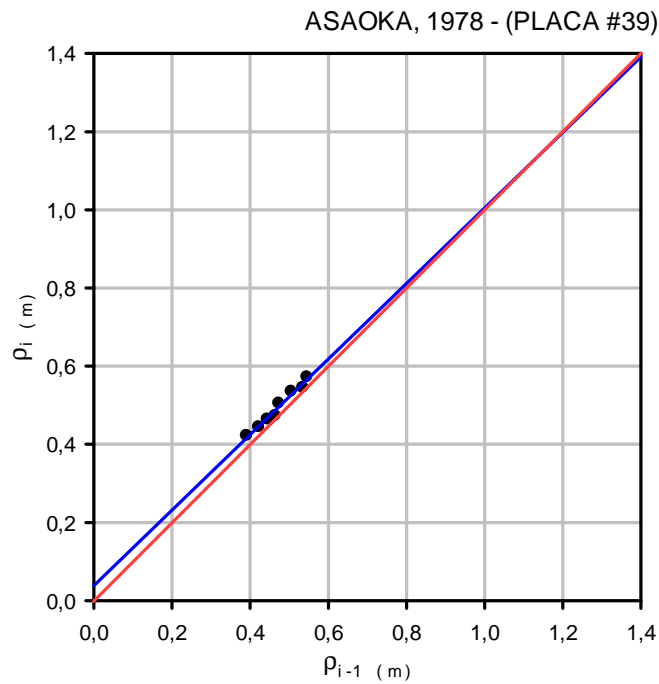
Placa #37 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.498	
30-oct-15	0.531	0.498
27-nov-15	0.568	0.531
04-ene-16	0.639	0.568
29-ene-16	0.620	0.639
28-feb-16	0.648	0.620
27-mar-16	0.668	0.648
24-abr-16	0.698	0.668
21-may-16	0.724	0.698

$\beta_1 =$	0.859
$\beta_0 =$	0.1141
$\delta f =$	80.865
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.762626
C_v (m ² /año) =	278.36

Placa #38 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.474	
30-oct-15	0.504	0.474
27-nov-15	0.535	0.504
04-ene-16	0.557	0.535
29-ene-16	0.570	0.557
28-feb-16	0.606	0.570
27-mar-16	0.626	0.606
24-abr-16	0.656	0.626
21-may-16	0.687	0.656

$\beta_1 =$	0.985
$\beta_0 =$	0.0255
$\delta f =$	173.469
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.074251
C_v (m ² /año) =	27.10

Figura 57: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #37 y #38)



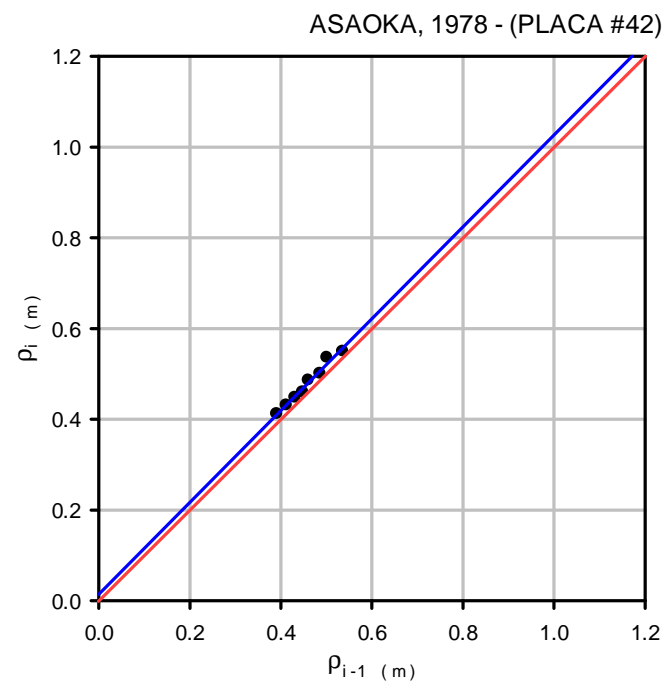
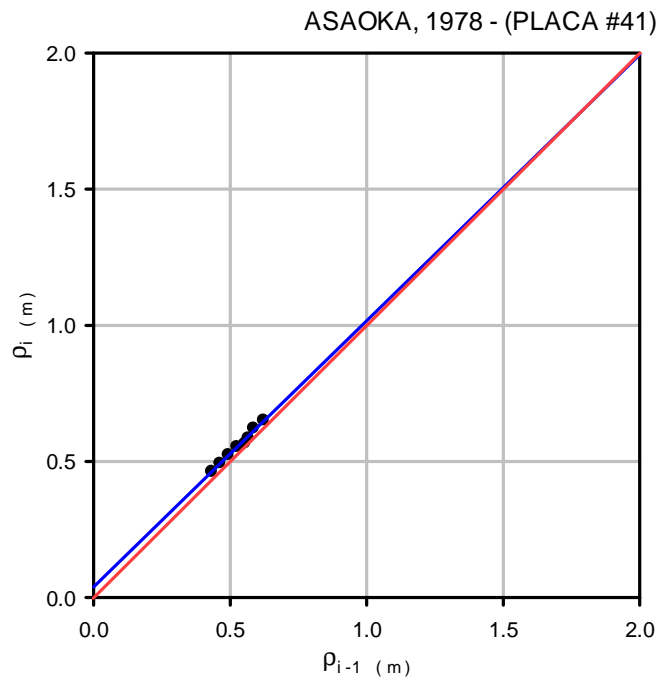
Placa #39 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.391	
30-oct-15	0.422	0.391
27-nov-15	0.444	0.422
04-ene-16	0.464	0.444
29-ene-16	0.473	0.464
28-feb-16	0.505	0.473
27-mar-16	0.535	0.505
24-abr-16	0.545	0.535
21-may-16	0.572	0.545

$\beta_1 =$	0.966
$\beta_0 =$	0.0386
$\delta f =$	113.864
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.172919
C_v (m ² /año) =	63.12

Placa #40 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.458	
30-oct-15	0.492	0.458
27-nov-15	0.522	0.492
04-ene-16	0.553	0.522
29-ene-16	0.574	0.553
28-feb-16	0.604	0.574
27-mar-16	0.629	0.604
24-abr-16	0.652	0.629
21-may-16	0.681	0.652

$\beta_1 =$	0.963
$\beta_0 =$	0.0484
$\delta f =$	131.880
H =	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.187471
C_v (m ² /año) =	68.43

Figura 58: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #39 y #40)



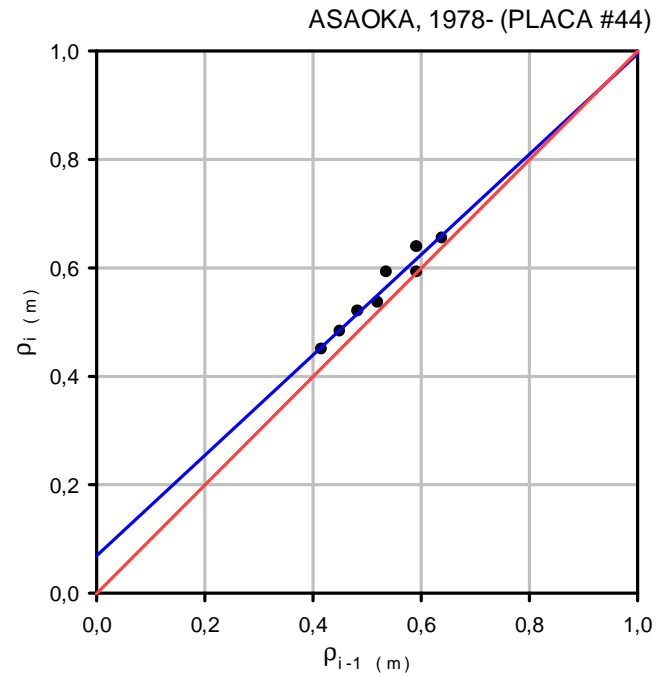
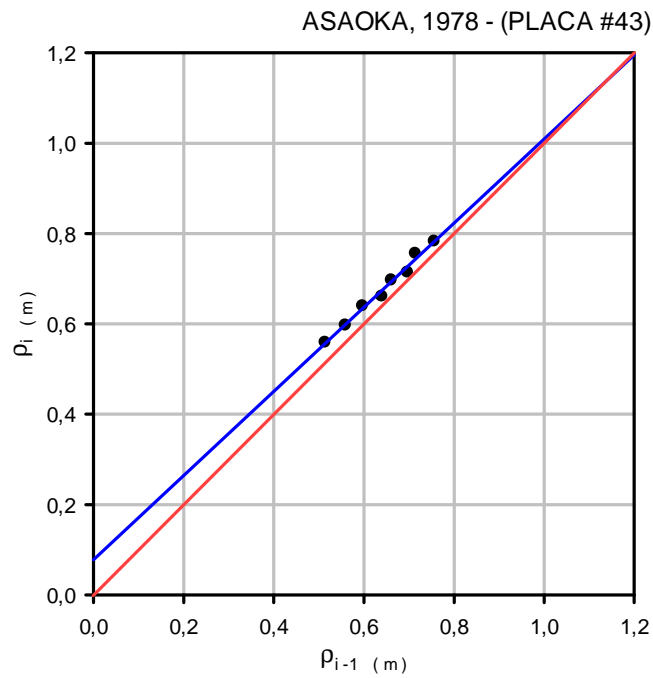
Placa #41 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.432	
30-oct-15	0.462	0.432
27-nov-15	0.493	0.462
04-ene-16	0.524	0.493
29-ene-16	0.554	0.524
28-feb-16	0.566	0.554
27-mar-16	0.585	0.566
24-abr-16	0.622	0.585
21-may-16	0.651	0.622

$\beta_1 =$	0.978
$\beta_0 =$	0.0392
$\delta f =$	175.785
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.113075
C_v (m ² /año) =	41.27

Placa #42 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.391	
30-oct-15	0.412	0.391
27-nov-15	0.431	0.412
04-ene-16	0.448	0.431
29-ene-16	0.460	0.448
28-feb-16	0.486	0.460
27-mar-16	0.501	0.486
24-abr-16	0.536	0.501
21-may-16	0.550	0.536

$\beta_1 =$	0.992
$\beta_0 =$	0.0145
$\delta f =$	175.758
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.041536
C_v (m ² /año) =	15.16

Figura 59: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #41 y #42)



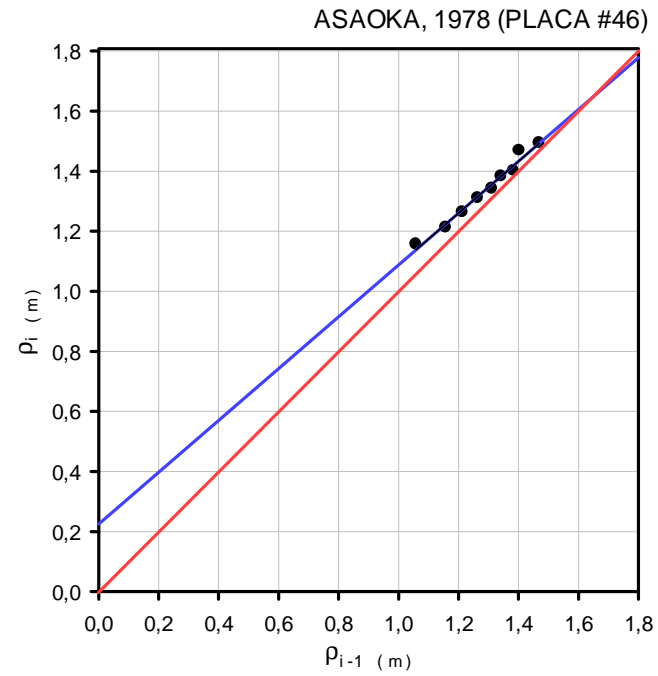
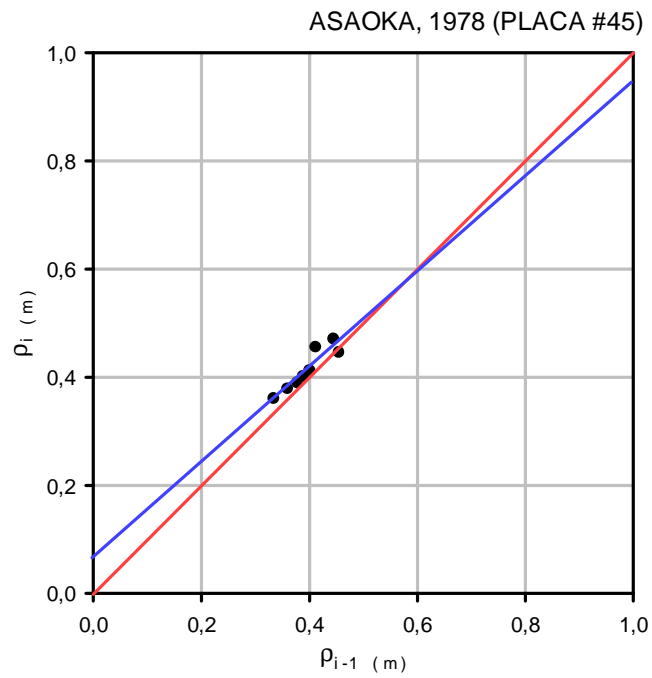
Placa #43 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.514	
30-oct-15	0.559	0.514
27-nov-15	0.597	0.559
04-ene-16	0.640	0.597
29-ene-16	0.661	0.640
28-feb-16	0.697	0.661
27-mar-16	0.714	0.697
24-abr-16	0.756	0.714
21-may-16	0.783	0.756

$\beta_1 =$	0.931
$\beta_0 =$	0.078
$\delta f =$	112.880
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.359012
C_v (m ² /año) =	131.04

Placa #44 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.416	
30-oct-15	0.450	0.416
27-nov-15	0.483	0.450
04-ene-16	0.520	0.483
29-ene-16	0.536	0.520
28-feb-16	0.592	0.536
27-mar-16	0.592	0.592
24-abr-16	0.639	0.592
21-may-16	0.655	0.639

$\beta_1 =$	0.926
$\beta_0 =$	0.0691
$\delta f =$	93.127
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.386556
C_v (m ² /año) =	141.09

Figura 60: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #43 y #44)



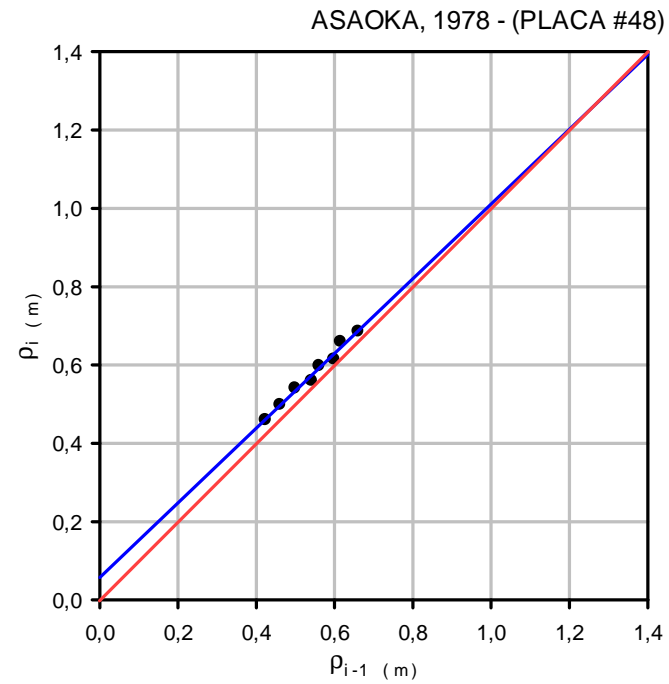
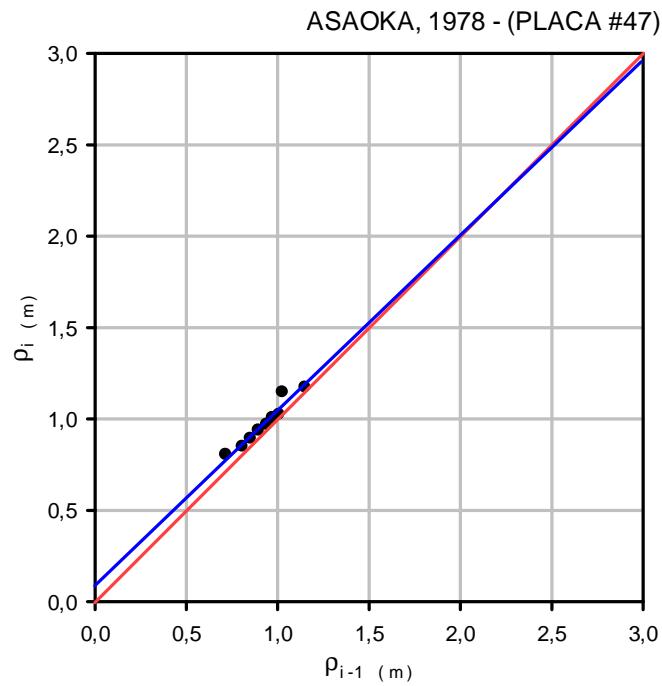
Placa #45 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.360	
30-oct-15	0.378	0.360
27-nov-15	0.389	0.378
04-ene-16	0.401	0.389
29-ene-16	0.412	0.401
28-feb-16	0.455	0.412
27-mar-16	0.445	0.455
24-abr-16	0.470	0.445
21-may-16	0.495	0.470

$\beta_1 =$	0.879
$\beta_0 =$	0.071
$\delta f =$	58.678
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.646643
C_v (m ² /año) =	236.02

Placa #46 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	1.157	
30-oct-15	1.213	1.157
27-nov-15	1.264	1.213
04-ene-16	1.311	1.264
29-ene-16	1.342	0.486
28-feb-16	1.383	1.342
27-mar-16	1.402	1.383
24-abr-16	1.469	1.402
21-may-16	1.494	1.469

$\beta_1 =$	0.862
$\beta_0 =$	0.2258
$\delta f =$	164.086
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.742301
C_v (m ² /año) =	270.94

Figura 61: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #45 y #46)



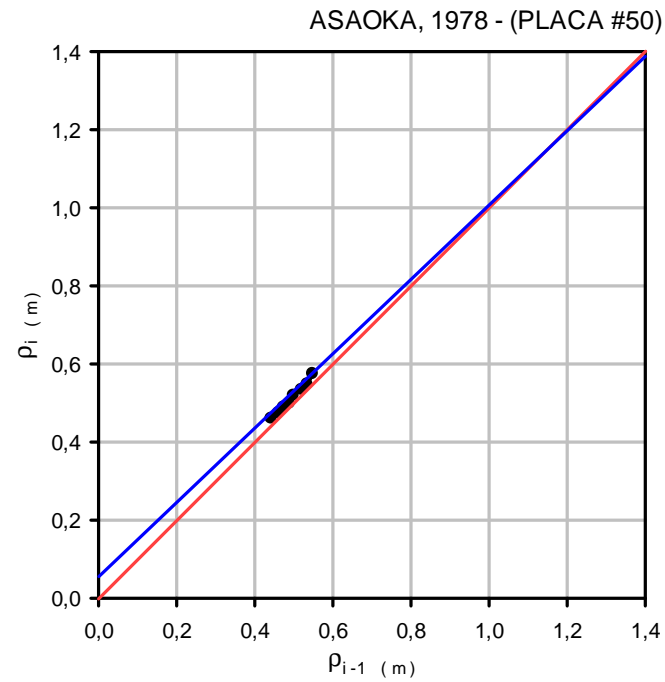
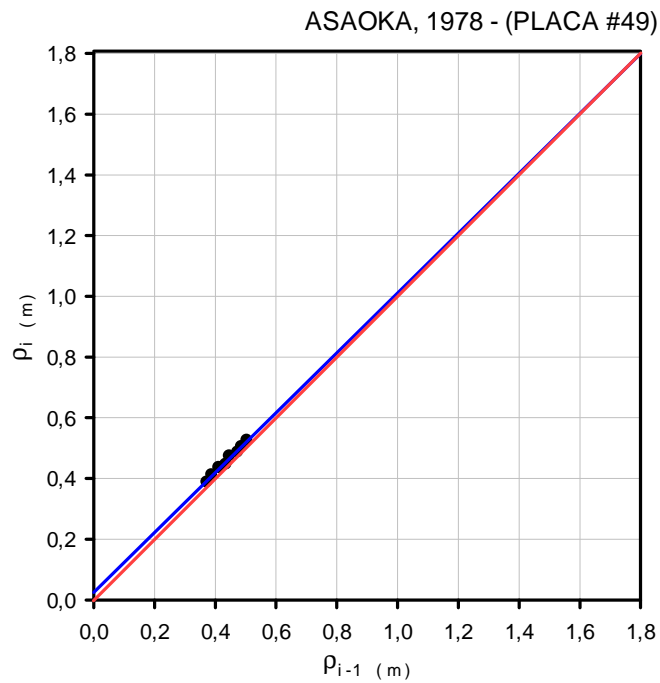
Placa #47 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.806	
30-oct-15	0.850	0.806
27-nov-15	0.894	0.850
04-ene-16	0.939	0.894
29-ene-16	0.970	0.939
28-feb-16	1.007	0.970
27-mar-16	1.025	1.007
24-abr-16	1.148	1.025
21-may-16	1.174	1.148

$\beta_1 =$	0.949
$\beta_0 =$	0.1241
$\delta f =$	244.773
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.260875
C_v (m ² /año) =	95.22

Placa #48 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.423	
30-oct-15	0.460	0.423
27-nov-15	0.499	0.460
04-ene-16	0.541	0.499
29-ene-16	0.560	0.541
28-feb-16	0.598	0.560
27-mar-16	0.615	0.598
24-abr-16	0.660	0.615
21-may-16	0.686	0.660

$\beta_1 =$	0.954
$\beta_0 =$	0.058
$\delta f =$	125.813
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.236638
C_v (m ² /año) =	86.37

Figura 62: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #47 y #48)



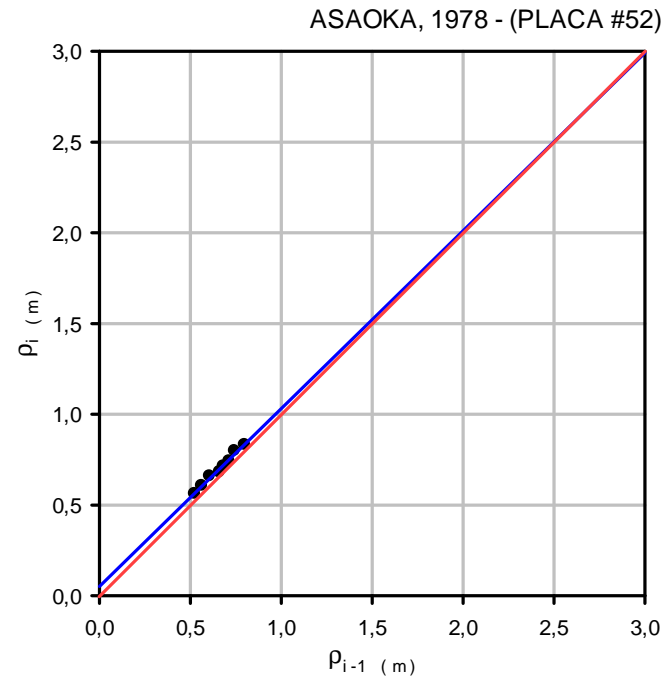
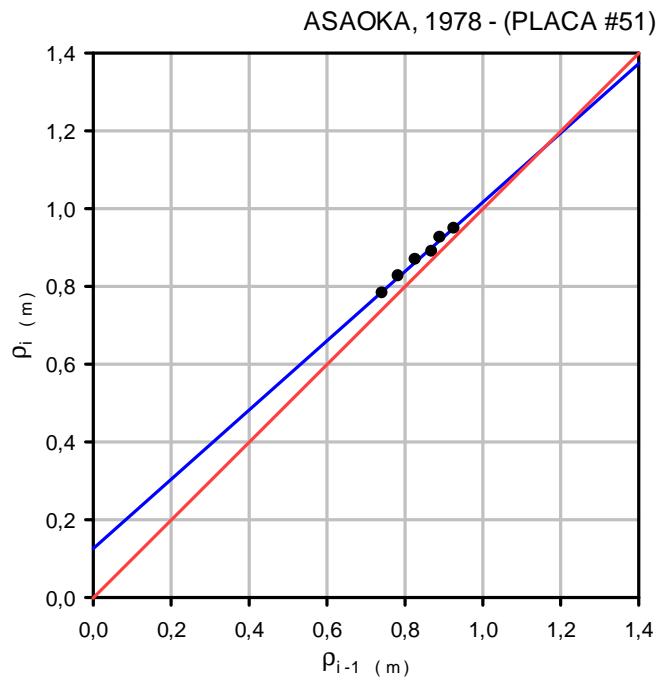
Placa #49 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.372	
30-oct-15	0.388	0.372
27-nov-15	0.412	0.388
04-ene-16	0.435	0.412
29-ene-16	0.447	0.435
28-feb-16	0.474	0.447
27-mar-16	0.486	0.474
24-abr-16	0.504	0.486
21-may-16	0.525	0.504

$\beta_1 =$	0.985
$\beta_0 =$	0.0257
$\delta f =$	171.333
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.075778
C_v (m ² /año) =	27.66

Placa #50 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.442	
30-oct-15	0.460	0.442
27-nov-15	0.474	0.460
04-ene-16	0.489	0.474
29-ene-16	0.499	0.489
28-feb-16	0.520	0.499
27-mar-16	0.534	0.520
24-abr-16	0.548	0.534
21-may-16	0.575	0.548

$\beta_1 =$	0.966
$\beta_0 =$	0.0391
$\delta f =$	113.805
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.175292
C_v (m ² /año) =	63.98

Figura 63: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #49 y #50)



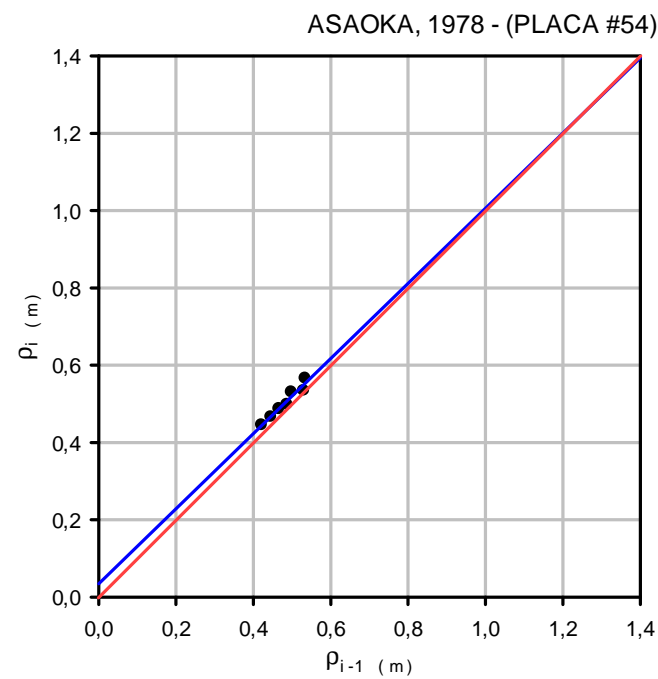
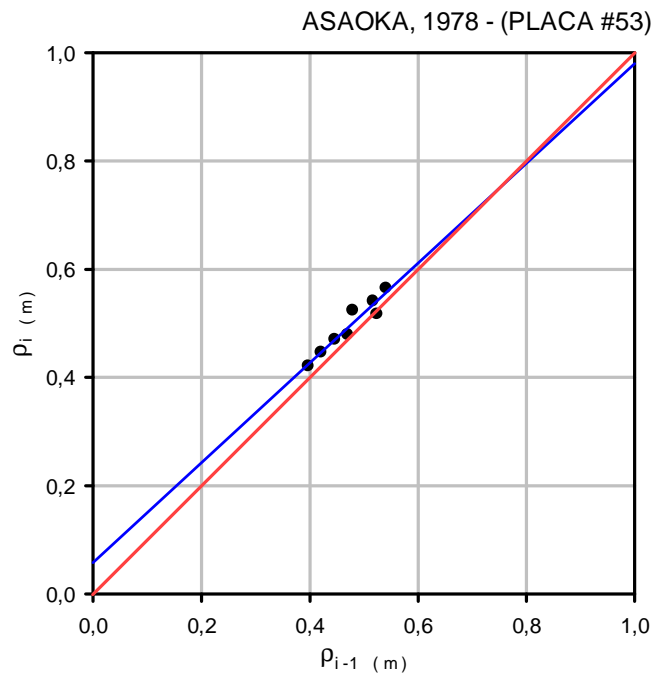
Placa #51 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.742	
30-oct-15	0.783	0.742
27-nov-15	0.827	0.783
04-ene-16	0.869	0.827
29-ene-16	0.890	0.869
28-feb-16	0.926	0.890
27-mar-16	0.949	0.926
24-abr-16	1.138	0.949
21-may-16	1.165	1.138

$\beta_1 =$	0.891
$\beta_0 =$	0.1257
$\delta f =$	115.639
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.576969
C_v (m ² /año) =	210.59

Placa #52 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.524	
30-oct-15	0.563	0.524
27-nov-15	0.607	0.563
04-ene-16	0.660	0.607
29-ene-16	0.682	0.660
28-feb-16	0.714	0.682
27-mar-16	0.743	0.714
24-abr-16	0.799	0.743
21-may-16	0.833	0.799

$\beta_1 =$	0.980
$\beta_0 =$	0.0518
$\delta f =$	260.302
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.100783
C_v (m ² /año) =	36.79

Figura 64: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #51 y #52)



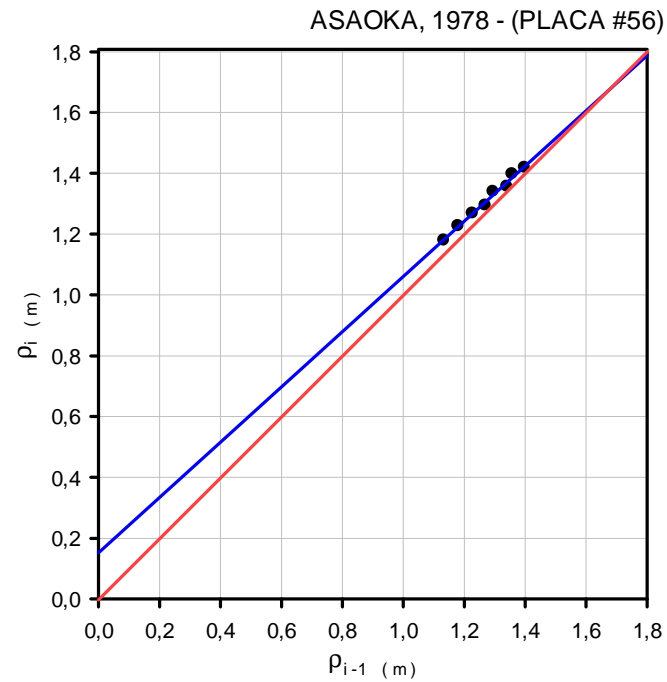
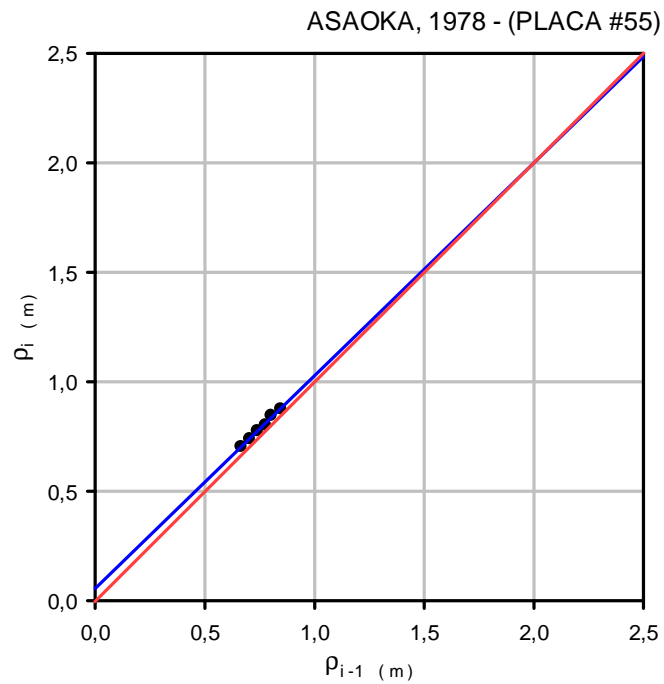
Placa #53 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.397	
30-oct-15	0.421	0.397
27-nov-15	0.446	0.421
04-ene-16	0.470	0.446
29-ene-16	0.479	0.470
28-feb-16	0.524	0.479
27-mar-16	0.517	0.524
24-abr-16	0.541	0.517
21-may-16	0.565	0.541

$\beta_1 =$	0.922
$\beta_0 =$	0.0578
$\delta f =$	74.389
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.405547
C_v (m ² /año) =	148.02

Placa #54 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.421	
30-oct-15	0.445	0.421
27-nov-15	0.466	0.445
04-ene-16	0.487	0.466
29-ene-16	0.498	0.487
28-feb-16	0.530	0.498
27-mar-16	0.534	0.530
24-abr-16	0.566	0.534
21-may-16	0.597	0.566

$\beta_1 =$	0.972
$\beta_0 =$	0.0343
$\delta f =$	122.064
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.142908
C_v (m ² /año) =	52.16

Figura 65: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #53 y #54)



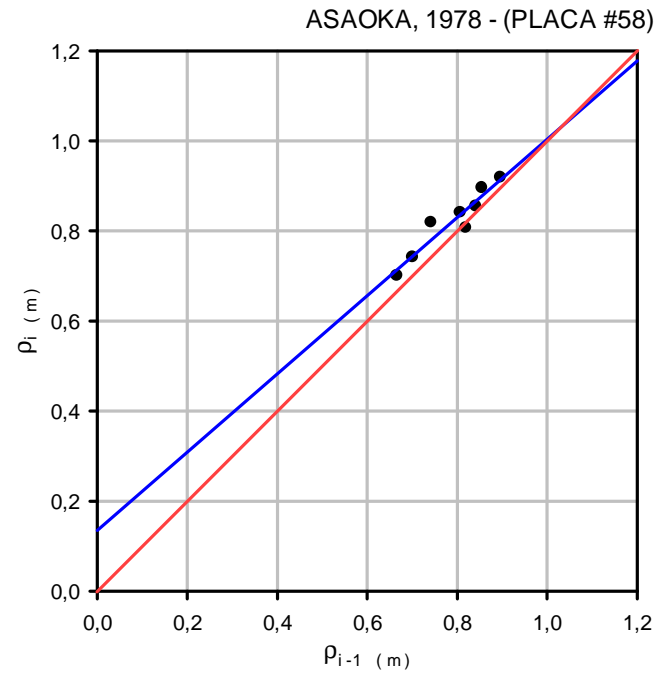
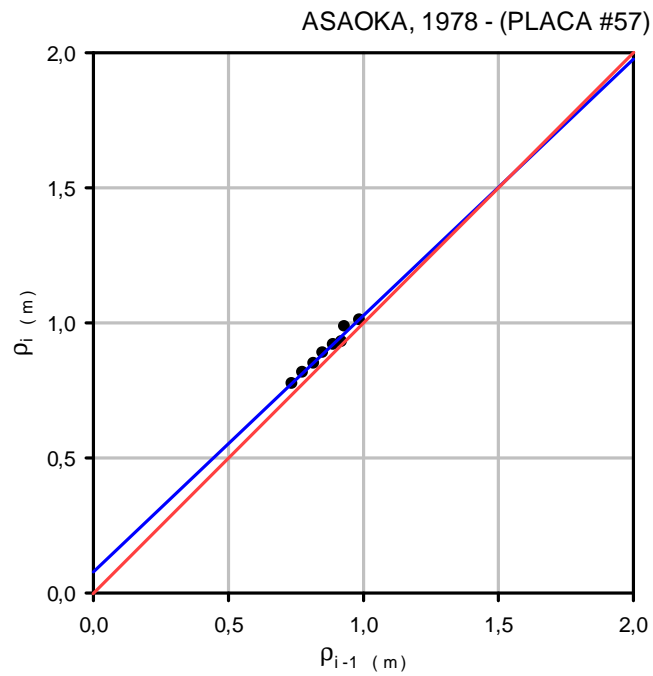
Placa #55 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.665	
30-oct-15	0.704	0.665
27-nov-15	0.739	0.704
04-ene-16	0.776	0.739
29-ene-16	0.802	0.776
28-feb-16	0.846	0.802
27-mar-16	0.876	0.846
24-abr-16	1.075	0.876
21-may-16	1.106	1.075

$\beta_1 =$	0.972
$\beta_0 =$	0.0563
$\delta f =$	201.071
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.142392
C_v (m ² /año) =	51.97

Placa #56 (Lag. de Sedimentación)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	1.133	
30-oct-15	1.180	1.133
27-nov-15	1.227	1.180
04-ene-16	1.269	1.227
29-ene-16	1.295	1.269
28-feb-16	1.340	1.295
27-mar-16	1.357	1.340
24-abr-16	1.398	1.357
21-may-16	1.419	1.398

$\beta_1 =$	0.908
$\beta_0 =$	0.1528
$\delta f =$	166.449
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.482791
C_v (m ² /año) =	176.22

Figura 66: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #55 y #56)



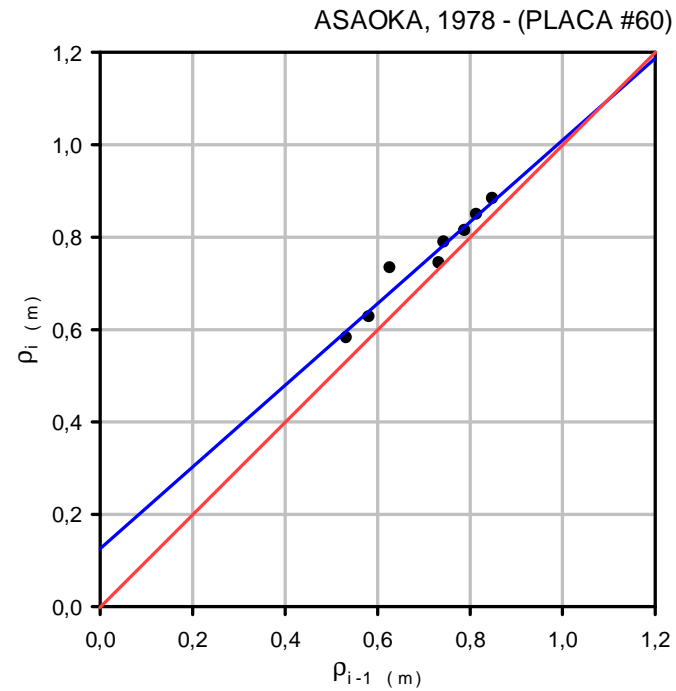
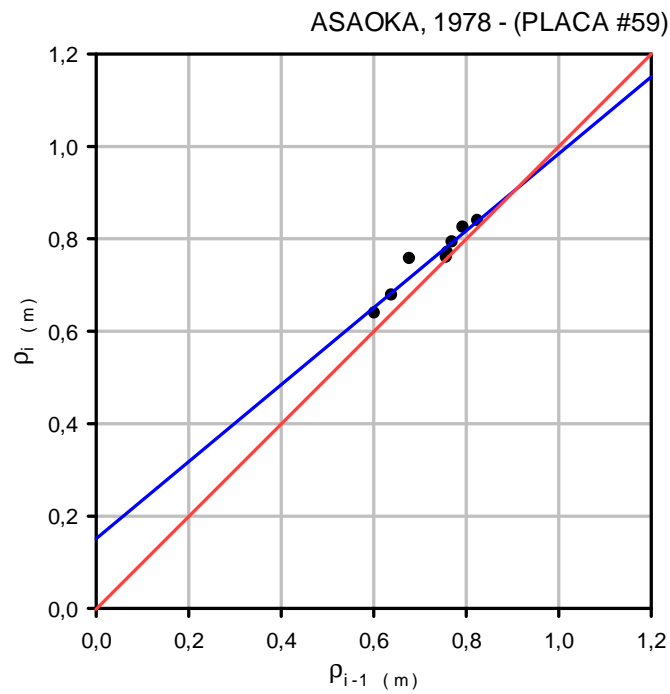
Placa #57 (Vía #2)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.735	
30-oct-15	0.775	0.735
27-nov-15	0.816	0.775
04-ene-16	0.849	0.816
29-ene-16	0.889	0.849
28-feb-16	0.919	0.889
27-mar-16	0.930	0.919
24-abr-16	0.986	0.930
21-may-16	1.010	0.986

$\beta_1 =$	0.949
$\beta_0 =$	0.0787
$\delta f =$	153.113
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.264573
C_v (m ² /año) =	96.57

Placa #58 (Vía #2)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.666	
30-oct-15	0.701	0.666
27-nov-15	0.742	0.701
04-ene-16	0.819	0.742
29-ene-16	0.807	0.819
28-feb-16	0.841	0.807
27-mar-16	0.855	0.841
24-abr-16	0.896	0.855
21-may-16	0.919	0.896

$\beta_1 =$	0.869
$\beta_0 =$	0.1351
$\delta f =$	103.287
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.702857
C_v (m ² /año) =	256.54

Figura 67: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #57 y #58)



Placa #59 (Vía #2)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.602	
30-oct-15	0.639	0.602
27-nov-15	0.678	0.639
04-ene-16	0.757	0.678
29-ene-16	0.760	0.757
28-feb-16	0.770	0.760
27-mar-16	0.793	0.770
24-abr-16	0.825	0.793
21-may-16	0.839	0.825

$\beta_1 =$	0.833
$\beta_0 =$	0.1512
$\delta f =$	90.593
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.915544
C_v (m ² /año) =	334.17

Placa #60 (Vía #1)		
Fechas	ρ_i (m)	ρ_{i-1} (m)
30-sep-15	0.533	
30-oct-15	0.582	0.533
27-nov-15	0.627	0.582
04-ene-16	0.733	0.627
29-ene-16	0.744	0.733
28-feb-16	0.789	0.744
27-mar-16	0.814	0.789
24-abr-16	0.849	0.814
21-may-16	0.883	0.849

$\beta_1 =$	0.884
$\beta_0 =$	0.1257
$\delta f =$	108.737
$H =$	19 m
$\Delta T =$	30 días
C_v (m ² /día) =	0.615935
C_v (m ² /año) =	224.82

Figura 68: Método de Asaoka (1978) para calcular el coeficiente de consolidación C_v (Placas #59 y #60)

DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **Ureta Chalén Carlos Gustavo** con C.C: #0920652005 autor del trabajo de titulación: **Aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 para un suelo tipo F. Caso específico de cálculo de asentamientos utilizando el método de Asoka** previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, **21 de Marzo de 2017**

f. _____

Nombre: **Ureta Chalén Carlos Gustavo**

C.C: **0920652005**

REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN

TÍTULO Y SUBTÍTULO:	Aplicación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 para un suelo tipo F. Caso específico de cálculo de asentamientos utilizando el método de Asaoka.		
AUTOR(ES)	Carlos Gustavo Ureta Chalén		
REVISOR(ES)/TUTOR(ES)	Ing. José Barros Cabezas, M.Sc.		
INSTITUCIÓN:	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
FACULTAD:	Ingeniería		
CARRERA:	Ingeniería Civil		
TÍTULO OBTENIDO:	Ingeniero Civil		
FECHA DE PUBLICACIÓN:	21 de Marzo de 2017	No. PÁGINAS:	151
ÁREAS TEMÁTICAS:	Ingeniería Geotécnica, Mecánica de Suelos, Ingeniería de Cimentaciones, Ingeniería de Suelos, Ingeniería Sísmica.		
PALABRAS CLAVES/KEYWORDS:	Mecánica de Suelos, NEC-15, Clasificación de suelos, Exploración de campo, Ensayos, Caracterización geotécnica, Geotécnica.		
RESUMEN/ABSTRACT:	<p>El presente trabajo de titulación describe los procedimientos y métodos para determinar los parámetros geotécnicos según lo estipula la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 por medio de ensayos de suelos. Al mismo tiempo plantea un caso historia donde se evalúa los asentamientos obtenidos, mediante cálculos de asentamientos utilizando el método de Asaoka, contrastando con las mediciones de campo efectuadas en el proyecto. Adicionalmente se caracterizó el subsuelo existente del proyecto, a través de las campañas exploratorias efectuadas para realizar la respectiva clasificación del tipo de suelo como describe la NEC-15. El caso historia de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales "El Salitral" analiza y evalúa el comportamiento geomecánico que tiene el suelo encontrado en el sitio, clasificado como tipo F, durante el registro de lecturas de las placas de asentamientos en los sectores donde fueron ubicadas éstas y realiza una comparación con los asentamientos que se determinan con el método gráfico de predicción de asentamientos de Asaoka (1978).</p>		
ADJUNTO PDF:	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO	
CONTACTO CON AUTOR/ES:	Teléfono: +593-994153301	E-mail: gustavureta@hotmail.com	
CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL	Nombre: Clara Glas Cevallos		
	Teléfono: +593-4-2202763		
	E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec		



**Presidencia
de la República
del Ecuador**



**Plan Nacional
de Ciencia, Tecnología,
Innovación y Saberes**



SENESCYT

Secretaría Nacional de Educación Superior,
Ciencia, Tecnología e Innovación

PROCESO UTE)::	
SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA	
Nº. DE REGISTRO (en base a datos):	
Nº. DE CLASIFICACIÓN:	
DIRECCIÓN URL (tesis en la web):	