

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN GEOLOGÍA Y PETRÓLEOS

ACTUALIZACIÓN DEL MAPA DE MICROZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL NW DE LA CIUDAD DE PORTOVIEJO.

TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO GEÓLOGO

PAUL DAVID SOTOMAYOR VERA

paul_sv25@hotmail.com

Director: PhD. Pedro Santiago Reyes Benítez

peter.geologo@gmail.com

2021

APROBACIÓN DEL DIRECTOR

Como director del trabajo de titulación ACTUALIZACIÓN DEL MAPA DE MICROZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL NW DE LA CIUDAD DE PORTOVIEJO desarrollado por Paul David Sotomayor Vera, estudiante de la carrera Ingeniería Geológica, habiendo supervisado la realización de este trabajo y realizado las correcciones correspondientes, doy por aprobada la redacción final del documento escrito para que prosiga con los trámites correspondientes a la sustentación de la Defensa oral.

PhD. Pedro Santiago Reyes Benítez

DIRECTOR

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Yo, Paul David Sotomayor Vera, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

PAUL DAVID SOTOMAYOR VERA

DEDICATORIA

A mis padres, quienes se han esforzado para darme lo mejor.

A mi esposa Cyntia, y a mis hijos Emma y Benjamín que me han inspirado y me han apoyado para siempre seguir adelante.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi familia, a todos quienes han creído en mí, me han dado la fuerza y han compartido sus experiencias y conocimientos para ayudarme a cumplir mis sueños.

ÍNDICE DE CONTENIDO

	PÁGINA
APROBACIÓN DEL DIRECTOR	II
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	III
DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTO	V
ÍNDICE DE CONTENIDO	I
ÍNDICE DE TABLAS	V
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
ÍNDICE DE ANEXOS	X
RESUMEN	XI
ABSTRACT	XII
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2 JUSTIFICACIÓN	2
1.2.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA	2
1.2.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA	3
1.2.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA	4
1.3 OBJETIVOS	4
1.3.1 OBJETIVO GENERAL	4
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
1.4 UBICACIÓN ZONA DE ESTUDIO	5
1.5 ESTUDIOS PREVIOS	6
2. MARCO REFERENCIAL	7

	ii
2.1 ASPECTO FÍSICO	7
2.1.1 CLIMA Y PRECIPITACIONES	7
2.1.2 SISMICIDAD	7
2.2 MARCO GEODINÁMICO	8
2.3 GEOLOGÍA REGIONAL	9
2.4 GEOLOGÍA LOCAL	11
2.4.1 FORMACIÓN DOS BOCAS	12
2.4.2 FORMACIÓN VILLINGOTA	13
2.4.3 FORMACIÓN ONZOLE	13
2.4.4 DEPÓSITOS DEL CUATERNARIO	14
3. MARCO CONCEPTUAL	17
3.1 SUELOS	17
3.1.1 ORIGEN Y FORMACIÓN DE LOS SUELOS	17
3.1.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TAMAÑO DE GRANO	17
3.2 MECÁNICA DE SUELOS	18
3.2.1 CONTENIDO DE HUMEDAD	19
3.2.2 DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA	19
3.2.3 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS	20
3.2.4 CONSISTENCIA DEL SUELO	21
3.2.4.1 <i>Índice de plasticidad</i>	23
3.2.4.2 <i>Índice de liquidez</i>	24
3.2.4.3 <i>Índice de consistencia</i>	25
3.2.4.4 <i>Potencial de hinchamiento</i>	25
3.2.5 DENSIDAD DEL SUELO	26
3.2.6 RESISTENCIA AL CORTE	27

3.2.6.1	<i>Criterio de falla Mohr-Coulomb</i>	27
3.2.6.2	<i>Ensayo Triaxial</i>	29
3.3	EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	31
3.3.1	SONDEOS DE PERFORACIÓN GEOTÉCNICOS	31
3.3.2	PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	35
3.3.2.1	<i>Correcciones ensayo Spt</i>	36
3.3.2.1	<i>Correlaciones del ensayo Spt con parámetros geotécnicos</i>	38
3.4	MAPAS GEOTÉCNICOS	39
4.	MARCO METODOLÓGICO	41
4.1	DETERMINACIÓN DE SITIOS DE PERFORACIÓN	42
4.2	CAMPAÑA DE SONDEO	42
4.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	43
4.3.1	CLASIFICACIÓN DE SUELOS	43
4.3.2	DENSIDAD NATURAL	44
4.3.3	ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO	44
4.4	COLUMNAS GEOTÉCNICAS	45
4.5	CORRELACIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DE LOS SUELOS	46
4.6	MAPA DE ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICO LOCAL	47
5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	48
5.1	ANÁLISIS DEL CONTENIDO DE HUMEDAD	48
5.2	CLASIFICACION DEL SUELO	50
5.3	CORRELACIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DEL SUELO	53
5.4	ENSAYOS TRIAXIALES	60
5.5	COLUMNAS GEOTÉCNICAS	63

	iv
5.6 MAPA DE MICROZONIFICACIÓN GEOTECNICO	64
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	79
6.1 CONCLUSIONES	79
6.2 RECOMENDACIONES	81
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	82
ANEXOS	86

ÍNDICE DE TABLAS

	PÁGINA
Tabla 3.1 Clasificación del suelo de manera cualitativa según su índice de plasticidad.	24
Tabla 3.2. Correlación del índice de consistencia	25
Tabla 3.3. Correlación de los suelos expansivos en función de su índice de plasticidad	26
Tabla 4.1. Tabla de coordenadas, profundidad alcanzada y nivel freático	43
Tabla 4.2. Tabla de coordenadas y profundidad alcanzada de los sondeos realizados por el Área de Mecánica de Suelos-PUCE	46
Tabla 5.1. Límites de Atterberg para los sondeos S-01, S-02, S-03 y S-04	53
Tabla 5.2. Propiedades físico-mecánicas de los suelos presentes en los sondeos realizados en la zona	56
Tabla 5.3. Correlación del ensayo SPT con las propiedades geotécnicas de los suelos.	59
Tabla 5.4. Tabla resumen de resultados obtenidos en el ensayo triaxial	60
Tabla 5.5. Clasificación de los suelos según su calidad	75
Tabla AI 1. Propiedades físico-mecánicas para los suelos del sondeo S-0187	87
Tabla AI 2. Propiedades físico-mecánicas para los suelos del sondeo S-0288	88
Tabla AI 3. Propiedades físico-mecánicas para los suelos del sondeo S-0389	89
Tabla AI 4. Propiedades físico-mecánicas para los suelos del sondeo S-0490	90
Tabla II 1. Correlaciones del ensayo SPT para el sondeo S-0191	91
Tabla II 2. Correlaciones del ensayo SPT para el sondeo S-0292	92
Tabla II 3. Correlaciones del ensayo SPT para el sondeo S-0393	93
Tabla II 4. Correlaciones del ensayo SPT para el sondeo S-0494	94
Tabla III 1. Propiedades físico-mecánicas de los suelos analizados en estudios previos en el NW de la ciudad de Portoviejo.	94

ÍNDICE DE FIGURAS

	PÁGINA
Figura 1.1. Mapa de localización de la zona de estudio	5
Figura 2.1. Mapa de peligro sísmico del Ecuador. En el recuadro azul, la zona de estudio	8
Figura 2.2. Contexto geodinámico del Ecuador	9
Figura 2.3. Marco geológico del Ecuador simplificado	10
Figura 2.4. Estratigrafía de la Cuenca de Manabí.	12
Figura 2.5. Geología simplificada de la ciudad de Portoviejo.	13
Figura 2.6. Mapa Geológico del Cuaternario de la Ciudad de Portoviejo	16
Figura 3.1. Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).	21
Figura 3.2. Copa Casagrande	23
Figura 3.3. Representación gráfica del criterio de falla Mohr-Coulomb.	29
Figura 3.4. Equipo de ensayo triaxial.	30
Figura 3.5. Trípode de perforación.	32
Figura 3.6. Muestras alteradas recuperadas del sondeo S-01 y S-03 durante las perforaciones.	33
Figura 3.7. Toma de muestra inalterada en tubo Shelby para el sondeo S-02	34
Figura 3.8. Tripodes de perforación utilizados en los sondeos SPT-1 y SPT-2.	36
Figura 3.9. Variaciones de η_H , η_B , η_S y η_R	38
Figura 3.10. Correlación de las propiedades de suelos cohesivos.	39
Figura 4.1. Diagrama de flujo de la metodología propuesta.	41
Figura 4.2. Gráfica de esfuerzo-deformación de una muestra ensayada.	44
Figura 4.3. Círculos de Mohr obtenidos en ensayo triaxial CU. Se muestran datos de cohesión y ángulo de fricción para una muestra ensayada.	45

Figura 5.1.	Distribución espacial del contenido de humedad en la zona de estudio	49
Figura 5.2.	Distribución espacial del límite líquido en la zona de estudio	51
Figura 5.3.	Distribución espacial del límite plástico en la zona de estudio	52
Figura 5.4.	Distribución espacial del índice de plasticidad en la zona de estudio.	55
Figura 5.5.	Distribución espacial del potencial de expansividad o hinchamiento en la zona de estudio.	58
Figura 5.6.	Círculos de Mohr para esfuerzos efectivos para las muestras a) S-01, b) S-02 y c) S-04	61
Figura 5.7.	Gráficas de esfuerzo desviador vs deformación unitaria para las muestras a) S-01, b) S-02 y c) S-04	62
Figura 5.8.	Columnas geotécnicas	64
Figura 5.9.	Mapa de humedad de 0 a 10 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo	66
Figura 5.10.	Mapa de humedad de 10 a 20 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo	67
Figura 5.11.	Mapa de número de golpes obtenidos durante ensayos SPT de 0 a 10 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo	68
Figura 5.12.	Mapa de número de golpes obtenidos durante ensayos SPT de 10 a 20 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo	69
Figura 5.13.	Mapa del índice de consistencia de 0 a 10 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo	71
Figura 5.14.	Mapa del índice de consistencia de 10 a 20 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo	72
Figura 5.15.	Mapa de clasificación SUCS de 0 a 10 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo	73
Figura 5.16.	Mapa de clasificación SUCS de 10 a 20 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo	74
Figura 5.17.	Mapa de microzonificación de 0 a 10 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo	77

Figura 5.18. Mapa de microzonificación de 10 a 20 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo

ÍNDICE DE ANEXOS

	PÁGINA
ANEXO I PROPIEDADES FISICO-MECANICAS DE LOS SUELOS ENSAYADOS	87
ANEXO II CORRELACIONES DEL ENSAYO SPT	91
ANEXO III PROPIEDADES FISICO-MECANICAS DE LOS SUELOS ANALIZADOS EN ESTUDIOS PREVIOS EN EL NW DE LA CIUDAD DE PORTOVIEJO	94

RESUMEN

La ciudad de Portoviejo se sitúa en una zona de alta actividad tectónica, influenciada por varias fallas corticales y la zona de subducción, esto hace que sea proclive a sismos de gran intensidad como el ocurrido el 16 de abril de 2016 que afectó a varias ciudades de la costa ecuatoriana. La reconstrucción de la ciudad ha tomado varios años, construyendo infraestructura en sitios antes no habitados. El estudio geotécnico de los suelos, a través del conocimiento de las propiedades físico-mecánicas, nos permite zonificar un área geográfica según su sensibilidad para comportarse de una manera determinada en presencia de sismos o de otras perturbaciones en el sitio.

En el presente estudio, realizado en varios sectores ubicados al NW de la ciudad de Portoviejo, se analizaron más de 100 muestras obtenidas durante la campaña de sondeo en la cual se realizaron 4 perforaciones de aproximadamente 30 metros de profundidad. Al analizar las muestras en laboratorio y los ensayos realizados in situ, se obtuvieron parámetros importantes para caracterizar geotécnicamente a los suelos encontrados en la zona como: índice de consistencia, clasificación SUCS, valores de N_{60} y contenido de humedad. Con la información resultante y los datos obtenidos en estudios previos, se realizaron mapas de interpolación para visualizar la distribución espacial de las características del suelo, las cuales fueron clasificadas para obtener las zonas que presentan mejores cualidades geotécnicas. La zona NW de la ciudad de Portoviejo se emplaza sobre sedimentos de ambiente fluvial, formando depósitos relativamente jóvenes y están constituidos por suelos blandos, los cuales pueden ser susceptibles a desarrollar fenómenos de licuación y generar efectos de sitio desfavorables que pueden aumentar el riesgo sísmico causando daños en las estructuras de las obras civiles construidas en la zona.

Palabras clave: Microzonificación geotécnica, estudio de suelos, Portoviejo.

ABSTRACT

The city of Portoviejo is located in a high tectonic activity area, influenced by several cortical faults and the subduction zone, this makes it prone to earthquakes of great intensity such as the one that occurred on April 16, 2016 that affected several cities of the Ecuadorian coast. The reconstruction of the city has taken several years, building infrastructure on previously uninhabited sites. The geotechnical study of soils and the analysis of the physical-mechanical properties, allows us to divide a geographic area according to its response sensitivity in the presence of earthquakes or other disturbances on the site.

This study was carried out in several sectors located in the NW of the city of Portoviejo, more than 100 samples obtained during the drilling campaign were analyzed and 4 boreholes of approximately 30 meters depth were made. Analyzing the samples in the laboratory and the tests carried out in situ, important parameters were obtained to characterize geotechnically the soils found in the area, such as: consistency index, SUCS classification, N60 values and moisture content. With the resulting information and the data obtained in previous studies, interpolation maps were made to visualize the spatial distribution of the soil characteristics, and were classified to obtain the areas with the best geotechnical qualities. The NW zone of the city of Portoviejo is located on sediments of fluvial environment, forming relatively young deposits and they are constituted by soft soils, which can be susceptible to develop liquefaction and generate site effects that can increase the seismic risk causing damage to the structures of civil works built in the area.

Keywords: Geotechnical microzoning, soil study, Portoviejo.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El sismo ocurrido el 16 de abril del 2016, magnitud 7.8 Mw con epicentro en la ciudad de Pedernales, ocasionó daños en infraestructura, lo que desencadenó grandes pérdidas económicas y humanas.

La ciudad de Portoviejo, se encuentra en un área de alta actividad tectónica relacionada a procesos de subducción y a la influencia del fallamiento cortical asociado con los sistemas de fallas Calceta, Flavio Alfaro y Jama; ha sido amenazada históricamente por sismos de gran intensidad como aquellos ocurridos el del 3 de mayo de 1896 (Mw 7.1) y el 14 de mayo de 1942 (Mw 7.9) (Egred, 1975). El cantón yace sobre depósitos Holocénicos poco litificados de ambiente fluvial. Por su localización geográfica y geomorfología dentro de un valle aluvial, la ciudad es proclive a inundaciones causadas por desbordamiento del río Portoviejo, lo que genera saturación de agua en el suelo (Alvarado, 2017).

Los colapsos estructurales en las obras civiles son causados por la inestabilidad de los suelos donde estas se cimentan debido a los fuertes movimientos inducidos por eventos sísmicos (EPN, 2018). La evaluación acertada, mediante estudios de microzonificación geotécnica, respecto al comportamiento del suelo en diferentes sitios y, en referencia a las fuentes sísmicas, constituye un procedimiento necesario y eficaz para la mitigación del riesgo sísmico (EPN, 2018).

El GAD Municipal de Portoviejo, tras el sismo del 16 de abril del 2016 y hasta la actualidad está en franco proceso de construcción y reconstrucción de la nueva ciudad, basándose en información técnico – científica que permitirá orientar un desarrollo sostenible y sustentable, de la urbe, siendo la microzonificación geotécnica una herramienta necesaria para la gestión del territorio. Con el fin de complementar la información obtenida en estudios previos realizados en la zona, que incluyen 19 sondeos realizados por el Área de Mecánica de Suelos-PUCE,

(Alvarado, 2017) y, teniendo en cuenta la planificación actual de uso del suelo por parte del GAD Municipal de Portoviejo, en el presente trabajo se han planificado 4 perforaciones geotécnicas, todas ubicadas al noroeste (NW) del cantón Portoviejo como muestra la Figura 1.1.

Se estudiarán las propiedades geomecánicas in situ mediante perforaciones, ensayos de penetración estándar (SPT) y toma de muestras para posteriores ensayos en laboratorio. Los datos obtenidos permitirán complementar los estudios previos realizados y actualizar el conocimiento de las zonas con mayor incertidumbre.

1.2 JUSTIFICACIÓN

1.2.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Según establece la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), “las poblaciones con más de 100.000 habitantes deberán disponer de estudios de microzonificación sísmica y geotécnica en su territorio, coadyuvando a un ordenamiento territorial adecuado para un desarrollo organizado a mediano plazo”. El uso de la normativa y los estudios que esta implica permitirá reducir el número de pérdidas humanas y disminuir los costos previos a la autorización para la construcción de viviendas y asegurar obras civiles, frente a nuevos eventos sísmicos que se puedan generar en el futuro.

Los estudios de microzonificación sísmica tienen como objetivo determinar de manera puntual el comportamiento del suelo frente a un movimiento sísmico, tomando como base el conocimiento del área considerada. En consecuencia, esta información técnica junto con el mapa correspondiente permitirá proyectar los posibles daños que podrían afectar a las edificaciones y a la población en general, y evaluar el riesgo sísmico mediante la identificación y caracterización de las

unidades litológicas. Estos estudios incluyen: ensayos SPT, toma de muestras y ensayos de laboratorio.

Estudios previos sobre microzonificación geotécnica realizados en el cantón de Portoviejo definieron 5 microzonas geotécnicas con características físico-mecánicas similares y muestran que los suelos limo-arcillosos predominan en el valle de la ciudad de Portoviejo, también se propuso que la correlación de la velocidad de onda de corte puede ser aplicable para todo tipo de material en el área de estudio (Alvarado, 2017).

1.2.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Los colapsos de las obras civiles se deben principalmente a los eventos sísmicos que generan movimientos fuertes de los materiales de los suelos donde éstas se cimentan, causando afectaciones a las estructuras, influenciados por su configuración geológica y topográfica (EPN, 2018). En el presente trabajo se pretende realizar ensayos in situ y en laboratorio para determinar las principales características físico-mecánicas del suelo, las cuales ayudarán a predecir el comportamiento del suelo frente a factores desencadenantes como sismos e inundaciones.

Por ello, durante el desarrollo de este trabajo se realizarán 4 sondeos (Figura 1.1), cada uno de 30 m de profundidad, además de ensayos SPT, junto con la descripción de muestras, la recolección de muestras alteradas e inalteradas y ensayos de laboratorio como: clasificación SUCS, densidad natural y ensayos triaxiales CU, para determinar las propiedades físico-mecánicas que permitirán caracterizar el comportamiento estático y dinámico de los suelos.

1.2.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

Actualmente en la ciudad de Portoviejo existe un incremento poblacional y una gran demanda de ocupación del territorio para la ampliación urbana, lo que crea un aumento de la vulnerabilidad ante diversas amenazas relacionadas con los suelos, durante un movimiento sísmico y/o inundación. En este marco la actualización del mapa de microzonificación geotécnica nos permitirá comprender como se comportan las vibraciones de los suelos (movimientos fuertes del terreno) durante un terremoto para disminuir el peligro sísmico asociado a estos eventos y constituyendo un aporte para la planificación territorial de la ciudad, necesaria para prevenir pérdidas humanas, daños estructurales y mermas económicas. (Alvarado, 2017)

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL

Actualizar la zona NW del Mapa de Microzonificación Geotécnico del NW de la ciudad de Portoviejo en función de las propiedades físico-mecánicas del suelo.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar sondeos geotécnicos para la obtención de muestras alteradas e inalteradas de los suelos en el área de estudio.
- Evaluar las propiedades físico-mecánicas de los materiales que conforman los primeros metros del subsuelo (llegando hasta los primeros 30 metros) a partir de sondeos de perforación, ensayos in situ y ensayos de laboratorio.
- Diseñar un Mapa de Microzonificación Geotécnico actualizado para el NW de la Ciudad de Portoviejo.

1.4 UBICACIÓN ZONA DE ESTUDIO

La zona de estudio se encuentra localizada al NW de la ciudad de Portoviejo, Provincia de Manabí, sobre la cuenca sedimentaria de Manabí de área aproximada de 131,04 km² y altitud de 53msnm.

El área de estudio posee una red de vías de primer orden siendo estas las principales vías de acceso. Dentro de la zona de estudios se han realizado 19 sondeos previos ubicados principalmente en el centro urbano de la ciudad, en el presente trabajo se realizarán 4 sondeos adicionales en las zonas con mayor incertidumbre.

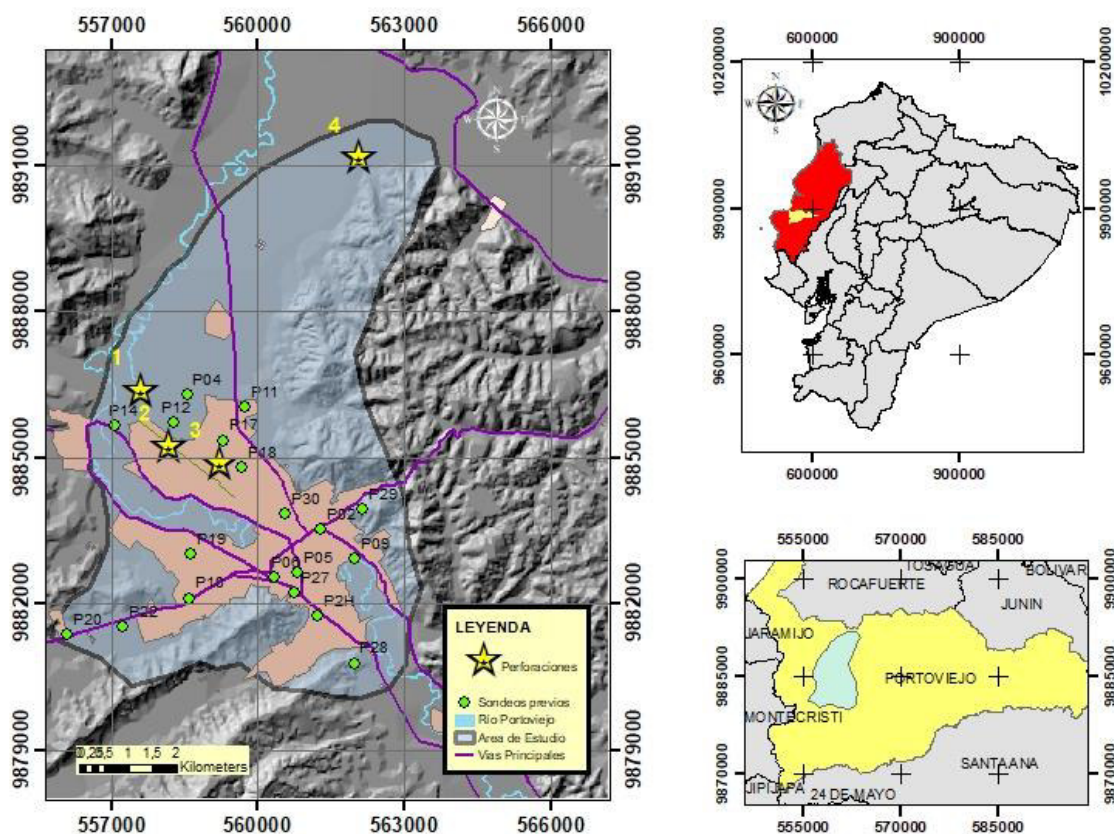


Figura 1.1. Mapa de localización de la zona de estudio

1.5 ESTUDIOS PREVIOS

La Dirección General de Geología y Minas (1975) realizó estudios a nivel regional generando el mapa geológico de Portoviejo a escala 1:100000 y definió a los aluviales como únicos depósitos del Cuaternario.

La Dirección Nacional de Geología (DINAGE) en el año 2000, llevó a cabo un proyecto de reconocimiento Geológico- Geotécnico de las Colinas de San José en la Ciudad de Portoviejo, se obtuvieron datos geomecánicos como densidades secas y saturadas, ángulo de fricción interna, cohesión, ángulo de reposo de las arcillas del material coluvial, procedente de la Formación Dos Bocas y Formación Villingota.

En 2008 el Equipo SIG del Comité Internacional para el Desarrollo de los Pueblos (CISP) generó los mapas de pendientes y geomorfológico para el Proyecto de “Fortalecimiento de las capacidades locales para la gestión integral del riesgo en el cantón Portoviejo - provincia de Manabí – Ecuador” además se marcaron los deslizamientos de la zona de estudio.

GEOESTUDIOS S.A. (2013), estableció un modelo geotécnico en el sector de la entrada al Florón, realizando 5 sondeos de 30 m, 3 ensayos geofísicos tipo ReMi, un Sondeo Eléctrico Vertical (SEV), entre otros ensayos, para la construcción del Hospital de Especialidades de Portoviejo.

Alvarado (2017) establece el mapa de microzonificación geotécnico y modelo geológico-geotécnico 3D de la ciudad de Portoviejo a partir del estudio de 19 sondeos realizados por el Área de Mecánica de Suelos-(PUCE), en este trabajo se obtuvieron datos de consistencia, plasticidad, consolidación, compresibilidad y expansividad de los suelos, los cuales fueron correlacionados y se definieron 5 microzonas geotécnicas con características físico-mecánicas similares para la ciudad.

2. MARCO REFERENCIAL

2.1 ASPECTO FÍSICO

2.1.1 CLIMA Y PRECIPITACIONES

La Ciudad de Portoviejo está ubicada en la Costa ecuatoriana, una región identificada como Sub-desértica Tropical según el Mapa Bioclimático del Ecuador, influenciada por el movimiento de la Zona de Convergencia Intertropical (ZCIT). Los periodos más lluviosos, ocurren entre los meses de enero a abril, y entre los meses de junio a diciembre los periodos de menor precipitación. La variación de la precipitación anual fluctúa entre 400 mm a 1000 mm (SNI, 2012).

2.1.2 SISMICIDAD

El margen ecuatoriano, al encontrarse en una zona de subducción en la cual interactúan las placas Sudamericana y Nazca, ha sido afectado por eventos sísmicos presentándose 37 terremotos desde 1541, con intensidades iguales o mayores a la escala VIII según la escala de intensidad MSK donde los terremotos presentan daños considerables (Rivadeneira et al., 2007).

Durante el último siglo, se han registrado cinco grandes terremotos asociados con la subducción, ocurridos en los años: 1906 (M_w 8.8), 1942 (M_w 7.8), 1958 (M_w 7.8), 1979 (M_w 8.1), 2016 (M_w 7.8) (Kanamori & McNally, 1982), con planos de fallas que se extienden más de los 100 km de ruptura (Beauval et al., 2013; Yepes et al., 2016), esta zona presenta alto riesgo sísmico, con valores altos de aceleración a la región costera del país.

Según la NEC (2014) el territorio ecuatoriano se divide en VI zonas sísmicas de diseño para construcción y otorga un valor de factor Z, el cual representa la

aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, como se observa en la figura 2.1.

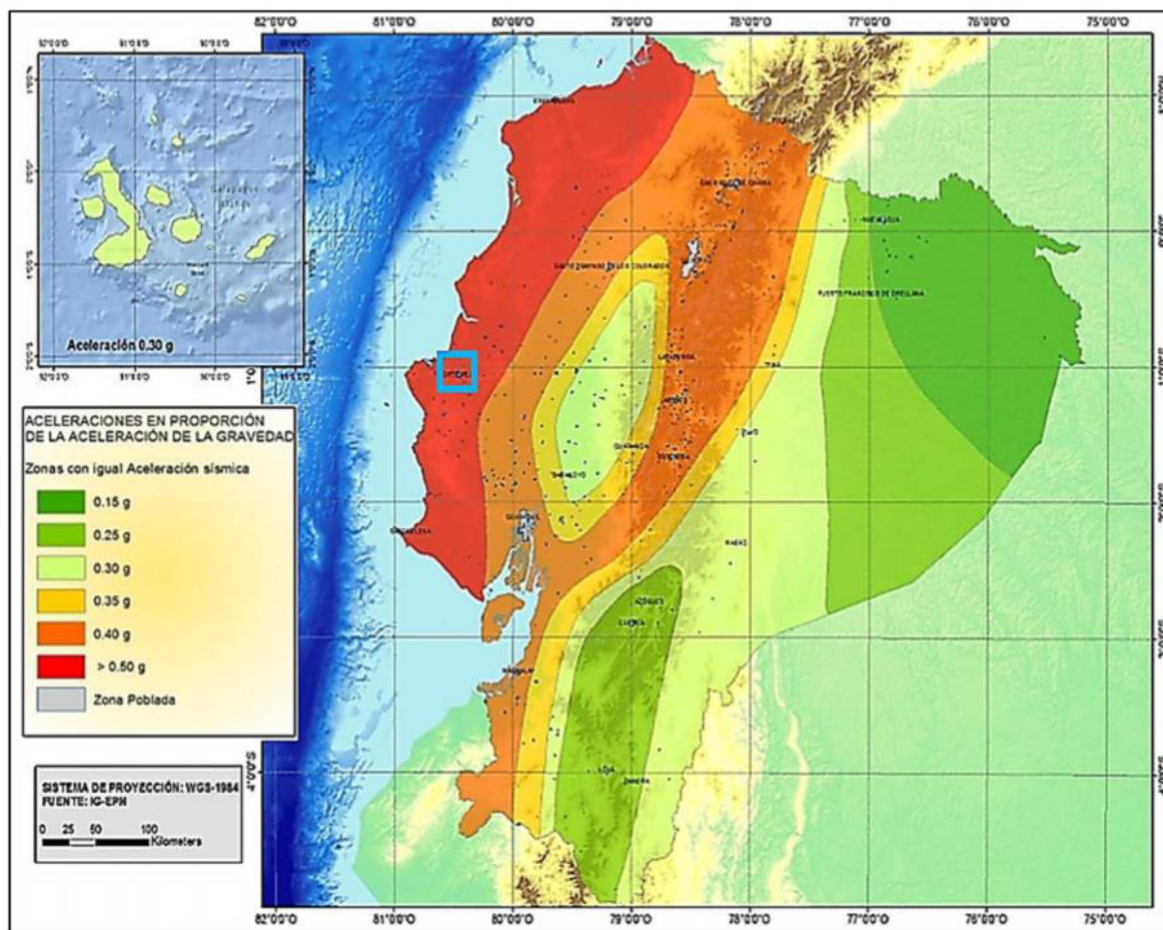


Figura 2.1. Mapa de peligro sísmico del Ecuador. En el recuadro azul, la zona de estudio

(Tomado de NEC, 2014)

2.2 MARCO GEODINÁMICO

El Ecuador se caracteriza por presentar un margen convergente debido a la interacción de las placas Nazca, Cocos y Sudamericana. La placa de Nazca entra en subducción en el continente sudamericano con una velocidad de convergencia de aproximadamente 5,8 cm / año (Trenkamp et al., 2002). El margen ecuatoriano (3 ° S - 1 ° N) se caracteriza por la ausencia de un prisma de acreción desarrollado y presenta las características de un margen en subducción - erosión (Sage et al.,

2006) y es influenciado por la subducción de la Ridge de Carnegie bajo la placa Sudamericana, dicha cordillera está asociada con la actividad de punto caliente Galápagos y ubicada sobre la placa de Nazca (Gutscher et al., 1999)

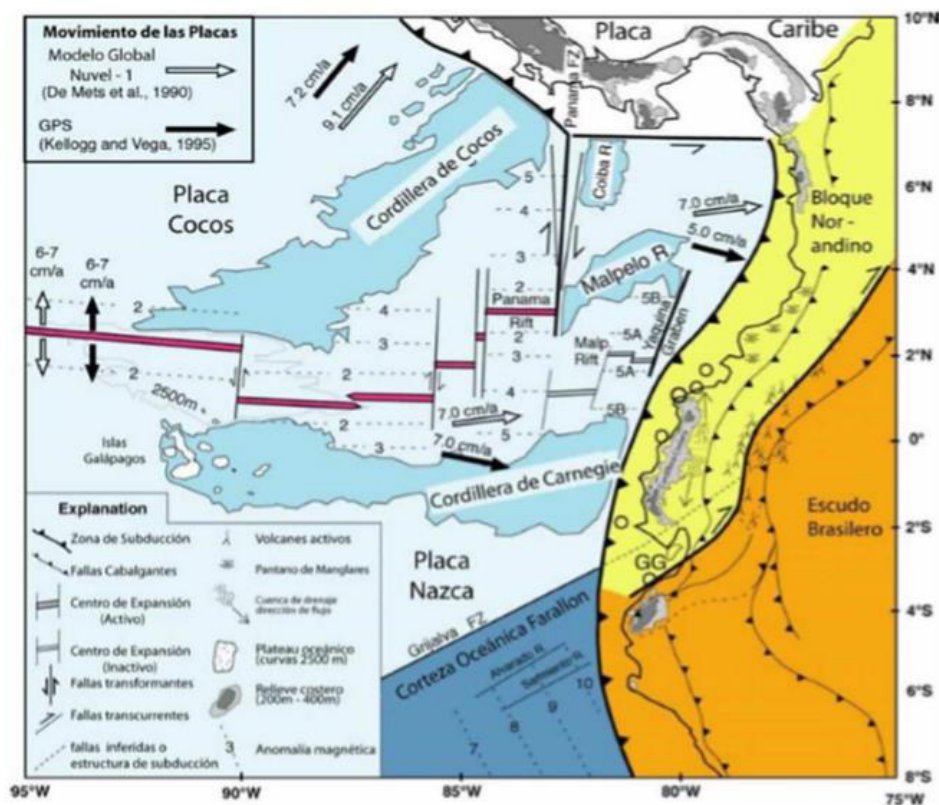


Figura 2.2. Contexto geodinámico del Ecuador

(Gutscher et al., 1999)

Durante el proceso de subducción se generan esfuerzos compresivos en la parte continental del Ecuador, generando el desplazamiento en dirección NNE del Sliver Nor-Andino (Figura. 2.2), a una tasa de 1 cm/año a lo largo del Sistema de fallas Puna - Pallatanga - Chingual - Cosanga (PPCC) (Segovia & Alvarado, 2009).

2.3 GEOLOGÍA REGIONAL

La interacción entre las placas Nazca y Sudamericana ha originado distintas zonas morfológicas en el territorio continental ecuatoriano: Llanura Costera, Cordillera

Occidental, Cuenca Alamor-Lancones, Bloque Amotape Tahuín, Valle Interandino, Cordillera Real, Zona Subandina y Llanura Amazónica (Egüez, 1994).

El cinturón orogénico de los Andes conforma el arco volcánico y esta morfoestructura divide al territorio ecuatoriano en tres regiones. La zona de estudio se encuentra en la región de antearco conformada por la Planicie Costera, que está subyacida por un basamento oceánico, cubierto por grandes secuencias de depósitos marinos de plataforma sedimentarios de las cuencas de Esmeraldas-Borbón, Manabí, y Progreso edad Paleógeno-Neógeno (Jaillard et al., 1995).

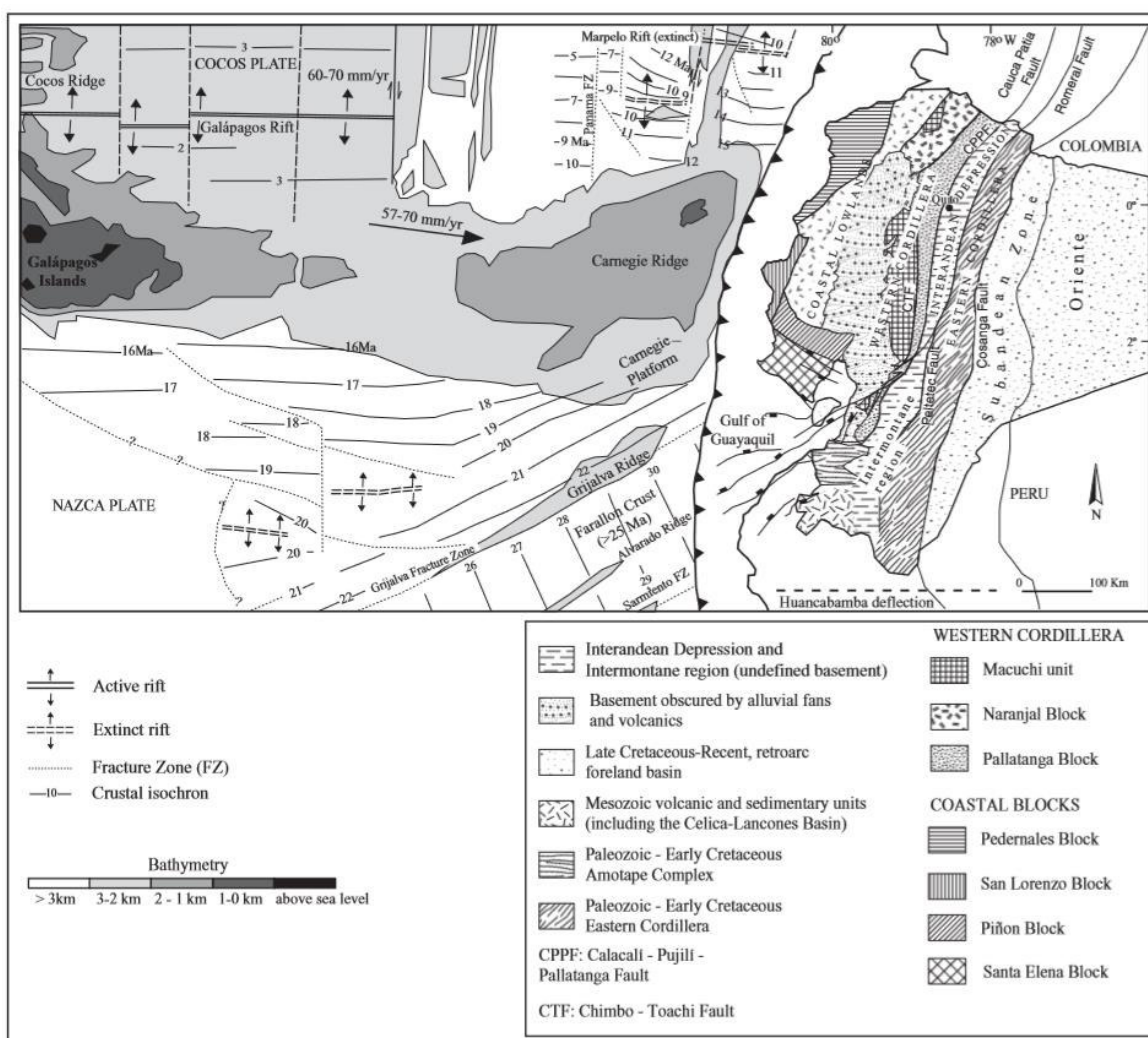


Figura 2.3. Marco geológico del Ecuador simplificado

(Vallejo et al., 2009).

La zona noroccidental del Ecuador se caracteriza por una yuxtaposición de bloques alóctonos de naturaleza oceánica y otros de corteza continental. Los bloques alóctonos forman el basamento del margen costero ecuatoriano, este lecho rocoso máfico está parcialmente cubierto por rocas sedimentarias de origen marino y continental desde el Cretácico al Cuaternario (Reyes & Michaud, 2012).

La Formación Piñón de edad cretácica está constituida por rocas volcánicas, basaltos afaníticos principalmente con estructuras de almohadillas y diabasas (Benitez, 1995) sobre las cuales descansan facies de arco insular correspondientes a la Formación San Lorenzo (Benítez, 1996); sobre las rocas volcánicas se depositó la Formación Cayo, serie volcano-sedimentaria que está compuesta en la base por brechas volcánicas de composición intermedia a básica, la parte inferior está dominada por tobas verdes, areniscas y grawacas, y en la parte superior se encuentran lutitas turbidíticas silíceas depositadas en un ambiente marino profundo. La Formación San Eduardo (Eoceno Medio) descansa sobre el miembro Guayaquil y se trata de una calcarenita turbidítica, bien estratificada, presenta granos de arrecife angulares o redondeados, a veces guijarros removidos de lutitas o cherts. En la parte superior son comunes capas y nódulos de chert secundarios. (Bristow & Hoffstetter, 1977). Durante el Cenozoico a partir del Oligoceno Superior se produce una sedimentación marina litoral; donde los sedimentos se acumulan en cuencas subsidentes de antearco limitadas por rasgos estructurales de la evolución geodinámica Paleógena (Benítez, 1995)

2.4 GEOLOGÍA LOCAL

La Cuenca Manabí (Neógeno) está constituida principalmente por rocas sedimentarias de ambiente marino, durante su evolución han existido etapas alternadas con periodos de deformación tectónica y depósito de sedimentos (Reyes, 2013).

Alvarado (2017) reconoció 3 formaciones geológicas que afloran en la ciudad de Portoviejo (Figura 2.5), desde la más antigua a la más reciente son: Fm. Dos Bocas, Fm. Villingota y Fm. Ónzole.

2.4.1 FORMACIÓN DOS BOCAS

Principalmente consiste en lutitas laminadas y lodolitas color chocolate, presenta concreciones calcáreas, acumulaciones locales de óxidos de hierro y diques sedimentarios. Se formó en ambiente marino batial a condiciones de mar abierto. La edad ha sido estimada mediante datos de micropaleontología entre el Mioceno Temprano a Mioceno Medio (Benítez, 1995). Hacia el norte de la Cuenca de Manabí, incrementa el tamaño de grano y tiene un espesor variable de 1000 a 2500m en la cuenca (Reyes, 2013).

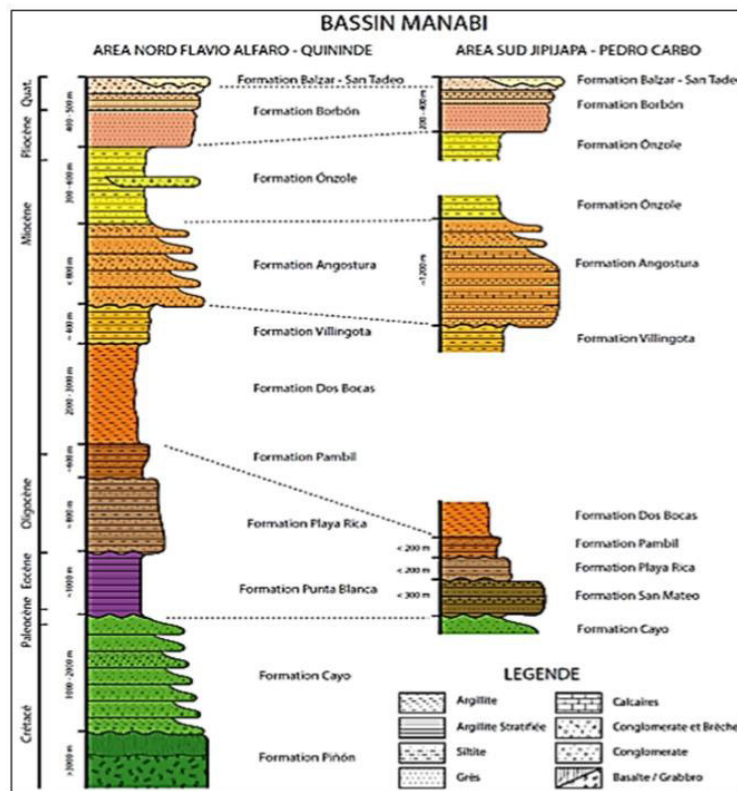


Figura 2.4. Estratigrafía de la Cuenca de Manabí.

(Tomado de Reyes et al., 2013)

2.4.2 FORMACIÓN VILLINGOTA

Está compuesta por lutitas laminadas grises a habanas con presencia de diatomeas, localmente se encuentran intercaladas con capas delgadas de areniscas y concreciones calcáreas. Su espesor varía entre 300 a 700 m (Reyes, 2013). El paleoambiente corresponde a un máximo de transgresión marina de edad Mioceno Temprano a Mioceno Medio (Benítez, 1995).

2.4.3 FORMACIÓN ONZOLE

Consiste en lodolitas limosas uniformes con lentes y raros estratos de arenisca pobremente graduadas, cuando están meteorizadas se muestran de color café amarillento. El tamaño de grano varía desde tamaños de limos gruesos al norte a limos finos al sur. El espesor varía de 600 a 300 m (Reyes, 2013). Se formó durante el Mioceno Tardío a Plioceno Temprano en un ambiente marino batial de profundidad media a superficial (Benítez, 1995)

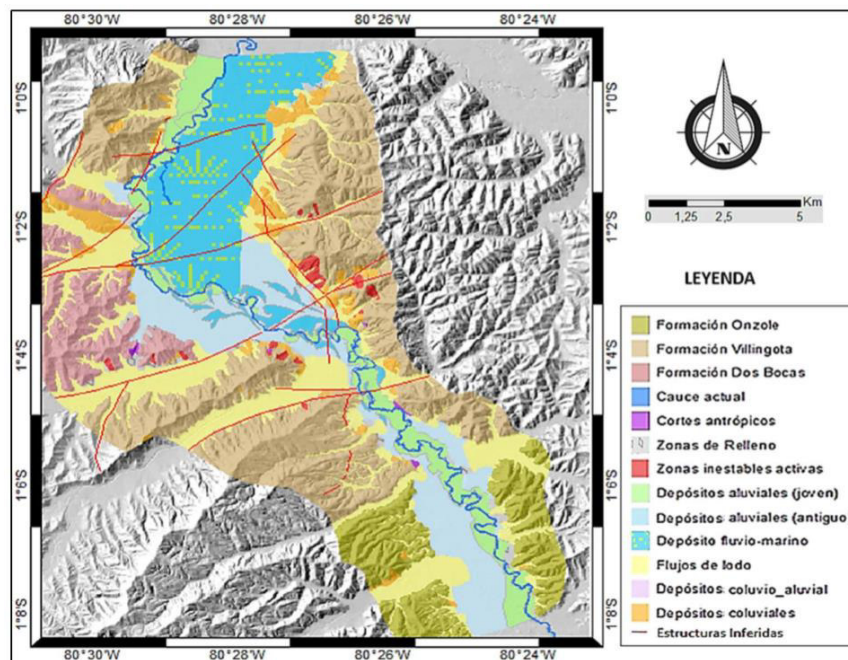


Figura 2.5. Geología simplificada de la ciudad de Portoviejo.

(Tornado de Alvarado, 2017)

2.4.4 DEPÓSITOS DEL CUATERNARIO

- **Depósitos Coluvio-aluviales**

Este tipo de depósitos forman rampas provenientes de flujos de lodo muy antiguos, turbulentos y potentes con material de relieves primarios, estos últimos constituidos por rocas de las formaciones Dos Bocas y Villingota. También pueden encontrarse en profundidad, sepultados bajo depósitos aluviales más recientes. Estos depósitos están formados por material caótico semiconsolidado de arena y grava. La grava está constituida por clastos meteorizados de lutitas y limolitas. En el cantón Portoviejo está caracterizado por terrazas y valles (Chacón, 2018; SNI, 2012).

- **Flujos de lodo**

Estos depósitos se originan por la sedimentación de material clástico limo arenoso y limo arcilloso, producto de la erosión de las formaciones que se encuentran en las partes altas y ablación de sedimentos que rellenan los valles formados por los esteros y ríos de la zona. Estos depósitos se ubican en gran tamaño en la parte oriental del valle de Portoviejo; además están distribuidos en menor tamaño, transversalmente a los afluentes del río Portoviejo. Actualmente estos flujos torrenciales continúan afectando a la población cercana. Estos materiales se sepultan y/o truncan con sedimentos fluvio-marinos y tienden a formar abanicos en el valle del río Portoviejo; además, por su estado pre-consolidado se estima una edad del Pleistoceno Medio a Superior (Chacón, 2018).

- **Depósitos Coluviales**

Este tipo de depósitos se forman por acumulaciones de suelos residuales no consolidados retrabajados, forman pequeñas rampas de denudación provenientes de la erosión de las Formaciones Villingota y Ónzole. Están conformados por material con clastos angulosos a subangulosos, material semiconsolidado, clastos moderadamente clasificados y oxidados en matriz limo-arcillosa. Se depositan en los cambios bruscos de pendientes debido a los efectos de la dinámica

gravitacional, acarreo fluvial o diluvial. Pueden llegar a espesores de 30 m (Chacón, 2018; Alvarado, 2017).

- **Depósitos Fluvio-marinos**

Se encuentran en gran parte de la Ciudad de Portoviejo, posiblemente estos depósitos pertenecen a la ría fósil del Río Portoviejo. Estos sedimentos suelen presentar condiciones geotécnicas poco favorables para la construcción, propias de materiales aluviales originados en ambiente salobre de estuario. Predominan arenas finas y limos de estuario pudiendo contener abundante materia orgánica y carbonatos, posiblemente la edad de estos depósitos es del Pleistoceno Superior. El espesor varía entre 50 y 150 metros (Chacón, 2018; Alvarado, 2017; Singer, 2017).

- **Depósitos Aluviales**

Estos depósitos principalmente de origen fluvial, presentan una gran variedad de materiales intercalados con alto porcentaje de limos finos de alta plasticidad y presencia eventual de acumulaciones de arena media y arena fina, con poco porcentaje de fragmentos clásticos. Su espesor puede variar entre 50 y 150 metros, siendo su fuente principal rocas sedimentarias de grano fino pertenecientes a las formaciones Ónzole y Villingota; y las de tipo granular de la Formación Borbón.

Dos niveles de depósitos son evidenciados en la zona. Los depósitos aluviales más antiguos (Pleistoceno Superior a Holoceno) forman una extensa planicie aluvial no inundable donde se pueden diferenciar meandros, cauces abandonados y cubetas de decantación o depósito. La población se ubica sobre estos depósitos debido al interés y riqueza agrícola que éstos presentan.

Por otro lado, los depósitos aluviales más recientes, forman una planicie de inundación y el corredor fluvial de desborde del actual Río Portoviejo. En superficie son características las grietas de desecación que indican la presencia de minerales arcillosos (Chacón, 2018; Enríquez, 2018).

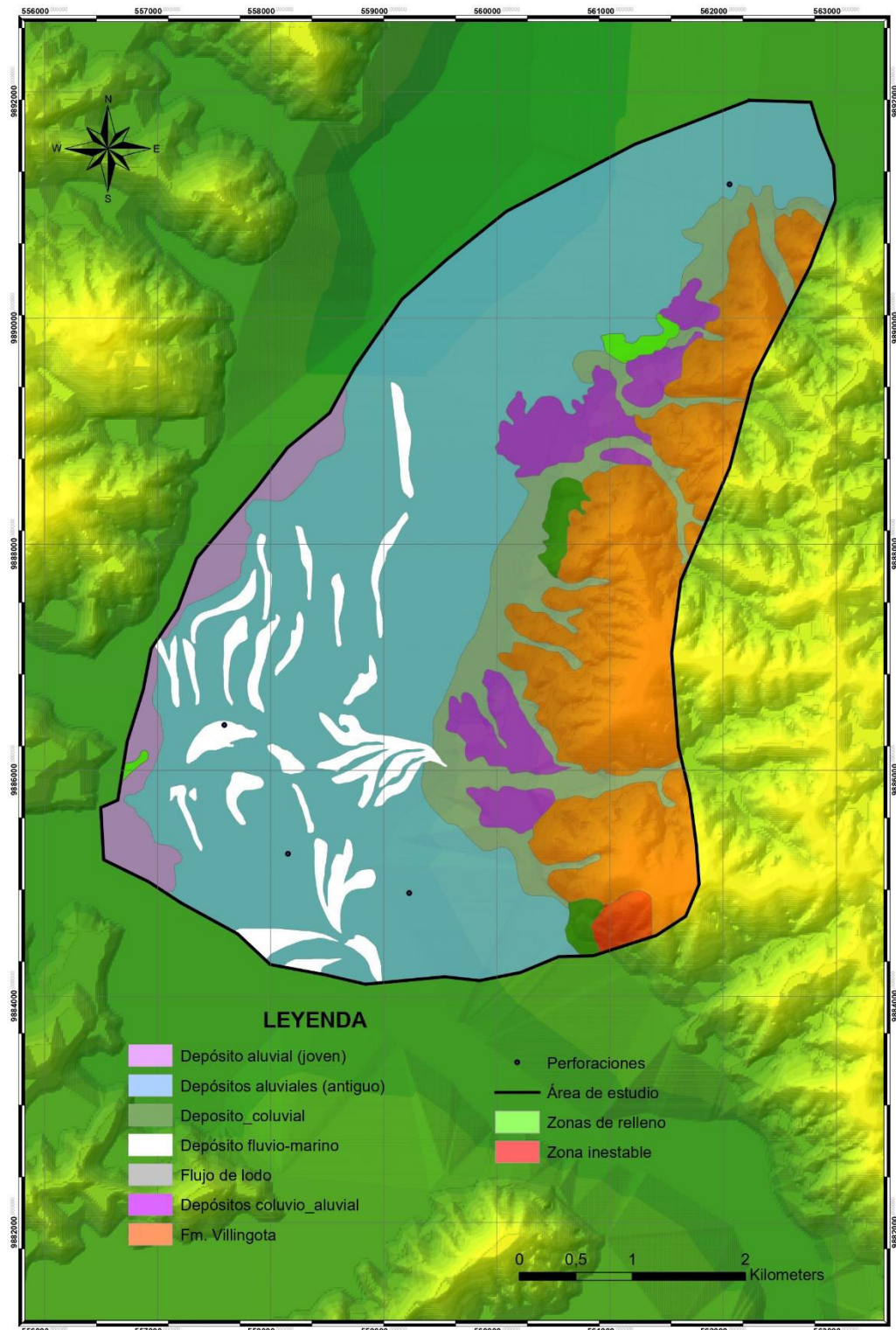


Figura 2.6. Mapa Geológico del Cuaternario de la Ciudad de Portoviejo

(Modificado de Chacón, 2018)

3. MARCO CONCEPTUAL

3.1 SUELOS

Se define como un agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta, pueden conformar la fase sólida del suelo, la fase líquida y gaseosa ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. La mayoría de las propiedades físicas del suelo son dictadas por el tamaño, forma, y composición química de los granos (Braja & Khaled, 2014).

3.1.1 ORIGEN Y FORMACIÓN DE LOS SUELOS

Los suelos son producto de la meteorización y erosión de las rocas que, mediante procesos físicos, químicos y biológicos son fragmentadas y convertidas en partículas más pequeñas. El tamaño de los granos individuales varía en un amplio rango. Muchas de las propiedades físicas del suelo están dictadas por el tamaño, la forma y la composición química de los granos (Braja & Khaled, 2014).

Cuando el suelo permanece in situ sin ser transportado, se lo conoce como suelo residual, y cuando ha sufrido transporte, formando depósitos coluviales, aluviales, etc., se denomina suelo transportado (González de Vallejo, 2002).

3.1.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TAMAÑO DE GRANO

González de Vallejo (2002) plantea una clasificación granulométrica de los suelos relacionada a la variación del diámetro de sus partículas, que es expuesta a continuación:

GRAVAS.- Fragmentos de rocas entre 8-10 cm y 2 mm. No retienen agua debido a la separación existente entre sus partículas. Pueden presentar partículas de

cuarzo, feldespato y otros minerales, y su forma puede variar según su proceso de formación, de redondeada a angular.

ARENAS.- Están conformadas por partículas de grano fino, observables a simple vista, su diámetro varía entre 2 y 0.075 mm. Cuando se mezclan con agua no se forman agregados continuos, sino que se separan con facilidad. Cuando están limpias no se retraen al secarse, no son plásticas, presentan baja o nula cohesión y se comprimen rápidamente.

LIMOS.- Son partículas microscópicas comprendidas entre 0.075 y 0.002 mm, están compuestas por fragmentos finos de cuarzo y minerales micáceos. Presentan poca plasticidad, baja permeabilidad y son muy compresibles. Retienen el agua mejor que los tamaños superiores.

ARCILLAS.- Formadas por partículas microscópicas y submicroscópicas inferiores a los limos con tamaños inferiores a 0.002 mm, están compuestas por minerales arcillosos y otros minerales. Para llegar a este tamaño de grano es necesario que las partículas se hayan sometido a transformaciones químicas. Su capacidad de retención de agua es muy alta, tienen altas cohesiones, y la capacidad de incrementar notablemente su volumen inicial (hinchamiento), por lo que son los materiales más problemáticos en construcción.

3.2 MECÁNICA DE SUELOS

La mecánica de suelos se encarga de estudiar las propiedades físicas y el comportamiento del suelo cuando se aplican diferentes tipos de fuerzas (Das, 2013).

Las construcciones son parte de los factores que contribuyen a la alteración de las condiciones naturales del suelo, causando que éste se comporte de determinada manera. La respuesta del terreno es compleja, dependiendo del material o materiales preexistentes y del tipo de acciones al que esté expuesto. Por ello es

importante analizar y caracterizar los tipos de suelo presentes en una zona donde se vayan a realizar acciones antrópicas que vayan a alterar las condiciones del medio natural (González de Vallejo, 2002).

3.2.1 CONTENIDO DE HUMEDAD

El contenido de humedad (W) es la cantidad de agua que posee un suelo en estado natural y está representado por la relación del peso de la fase líquida y el peso de la fase sólida del suelo, y esta se expresa en porcentaje (Braja & Khaled, 2014).

Es muy importante ya que influencia en otras propiedades de los suelos, en base a esto la determinación del contenido de humedad es parte de muchos ensayos.

Para obtener el valor del contenido de humedad es necesario secar una muestra del suelo con la ayuda de un horno. Midiendo la masa antes y después de secada la muestra se puede determinar la masa del agua que se ha perdido durante el proceso de secado (Carter & Bentley, 2016)

3.2.2 DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

Para conocer la distribución de los granos de un suelo es necesario realizar un análisis granulométrico que permita determinar el rango de tamaños de partículas presentes. Para partículas superiores a 0.075 mm de diámetro se realizan análisis con tamices y para partículas con diámetros inferiores a 0.075 mm mediante análisis con hidrómetro (González de Vallejo, 2002).

El análisis con tamices consiste en separar las partículas de una muestra de suelo con la ayuda de un juego de tamices ordenados de menor a mayor abertura.

3.2.3 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) clasifica a los suelos de acuerdo con su composición granulométrica y límites de consistencia. Esta clasificación se divide en dos grandes grupos (Figura 3.1.)

- Suelos con granulometría gruesa: representados por gravas (G) y arenas (S) con más del 50% de retenidos en la malla N° 200.
- Suelos con granulometría fina: representados por limos (M) y arcillas (C) con más del 50% pasados por la malla N° 200.

Otros símbolos usados y que acompañan a la clasificación son: W para suelos bien graduados, P para suelos mal graduados, L indica baja plasticidad y H indica alta plasticidad (Das, 2013).

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7,6 cm y basando las fracciones en pesos estimados)				Simbolo del grupo	Nombres típicos		
Suelos de grano grueso-Más de la mitad del material es retenido por el tamiz N.º 200	Gravas-más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz N.º 4	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos		
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos		
		Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	Fracción fina no plástica (para la identificación ver el grupo <i>ML</i> más abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo		
			Finos plásticos (para identificación ver el grupo <i>CL</i> más abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla		
		Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos		
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos		
	Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	Finos no plásticos (para identificación ver el grupo <i>ML</i> más abajo)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas			
		Finos plásticos (para identificación ver el grupo <i>CL</i> más abajo)	SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas			
	Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N.º 40						
	Suelos de grano fino-Más de la mitad del material pasa por el tamiz N.º 200 (La abertura del tamiz N.º 200 corresponde aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista)	Limos y arcillas con límite líquido menor de 50	Resistencia en estado seco (a la disgregación)	Distancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (consistencia)		
			Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad
			Media a alta	Nula a muy lenta	Media	CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas
Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50		Ligera a media	Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	
		Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, suelos limosos	
		Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas	
	Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta		
Suelos altamente orgánicos		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa		Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos		
Los suelos que poseen características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. P. ej., <i>GW-GC</i> , mezcla bien graduada de arena y grava. Todos los tamaños de tamices se refieren al U.S. Standard.							

Figura 3.1. Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

Tomado de González de Vallejo (2002).

3.2.4 CONSISTENCIA DEL SUELO

La distribución granulométrica proporciona una aproximación a la identificación del suelo, pero muchas veces queda poco clara su caracterización. Para ello se define la consistencia del suelo en función del contenido de agua presente en la muestra.

El suelo se divide en cuatro estados básicos de acuerdo al comportamiento: sólido, semisólido, plástico y líquido, la transición de un estado a otro define el umbral sobre el cual el suelo pasa de un comportamiento a otro. El contenido de humedad, en porcentaje, presente en la transición del estado sólido al semisólido se define como el límite de contracción (LS). El contenido de humedad en el punto de transición del estado semisólido al plástico es el límite plástico (LP), y del plástico al estado líquido el límite líquido (LL). Estos parámetros también se conocen como límites de Atterberg (Braja & Khaled, 2014).

Límite Líquido (LL).- Esta representado por el bajo contenido de agua en el cual el suelo se comporta como un líquido. Se determina amasando bien el suelo seco con bastante agua y extendiendo la masa sobre el molde denominado Cuchara de Casagrande (Figura 3.2). En el centro de la masa extendida, se abre un canal con una ranura estándar, luego se levanta la copa y se deja caer sobre una base repetidamente a una altura de 10 mm. El límite líquido es la humedad de la muestra cuando al dar 25 golpes se cierra el canal 12 mm. El límite líquido representa la cantidad mínima de humedad en el cual la resistencia al corte es mínima (González de Vallejo, 2002; Braja & Khaled, 2014).

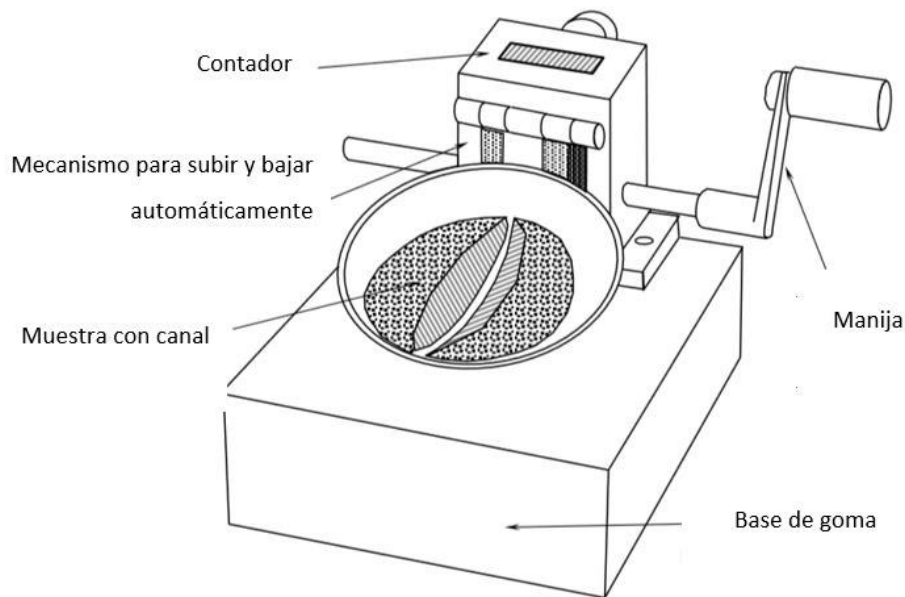


Figura 3.2. Copa Casagrande

Tomado y modificado de Carter & Bentley, (2016).

Límite Plástico (LP).- Es el contenido de humedad del suelo, expresado en porcentaje con respecto a su peso seco, con el cual un suelo cohesivo manifiesta una transición entre el estado semisólido al estado plástico (Crespo, 2010).

Está representado por el contenido de agua en el cual el suelo puede ser enrollado hasta formar cilindros de aproximadamente 3 mm de diámetro y 15 cm de longitud, hasta que comience a fracturarse, se puede decir que esta medida está relacionada con la resistencia al corte. (Braja & Khaled, 2014; Carter & Bentley, 2016).

Límite de Contracción.- Está representado por el contenido de humedad, en porcentaje, al cual deja de cambiar el volumen del suelo (Braja & Khaled, 2014).

3.2.4.1 Índice de plasticidad

El índice de plasticidad es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo.

$$PI = LL - LP \quad [3.1]$$

Según la siguiente tabla se puede relacionar el índice plástico con el límite plástico (Braja et al., 2014).

Tabla 3.1 Clasificación del suelo de manera cualitativa según su índice de plasticidad.

<i>Índice Plástico</i>	<i>Descripción</i>
0	No plástico
1-5	Ligeramente plástico
5-10	Plasticidad Baja
10-20	Plasticidad Media
20-40	Plasticidad Alta
>40	Plasticidad muy alta

(Tomado de Braja et al., 2014).

3.2.4.2 Índice de liquidez

Según Braja et al. (2014) el índice de liquidez para un suelo cohesivo, cuantifica su consistencia relativa y varía entre 0 y 1, y está dado por la fórmula:

$$IL = \frac{w-PL}{LL-PL} = \frac{w-PL}{PI} \quad [3.2]$$

Donde W = contenido de humedad.

Pueden existir los siguientes casos:

- -Cuando el contenido de humedad es mayor al límite líquido en una arcilla, estos suelos se comportan como un líquido viscoso al ser remoldeados, dando como resultado $IL > 1$.
- Cuando el contenido de humedad es menor al límite plástico, en este caso se dice que los suelos están sobre consolidados $IL < 0$.

3.2.4.3 Índice de consistencia

Este índice nos permite conocer que tan firme es un suelo a través de la variación del contenido de humedad, que le permite cambiar entre un estado líquido, muy blando, blando, rígido y duro (Terzaghi y Peck, 1948).

Este parámetro ha sido usado para determinar el estado ideal de un suelo cohesivo para que funcione como un medio de soporte.

El índice de consistencia puede ser calculado mediante la siguiente ecuación:

$$Ic = \frac{LL-w}{LL-PL} = \frac{LL-w}{PI} \quad [3.3]$$

Tabla 3.2. Correlación del índice de consistencia

<i>Índice de Consistencia</i>	<i>Descripción</i>	Carga Admisible (Tn/m²)
< 0.00	Líquido	0.00
0.00-0.25	Semi Líquido	0.00
0.25-0.50	Muy Blando	0.00
0.50-0.75	Blando	4.00
0.75-1.00	Firme	10.00
> 1.00	Duro	> 10.00

3.2.4.4 Potencial de hinchamiento

El potencial de hinchamiento indica la susceptibilidad que presenta un suelo a contraerse o expandirse debido a un cambio de humedad. Estos cambios permiten el aumento de tamaño de los poros por presencia de agua (González de Vallejo, 2002).

Se han propuesto varias correlaciones en función del índice de plasticidad, las cuales son utilizadas junto a otros factores para determinar las profundidades

mínimas de cimientos (Carter & Bentley, 2016). En la Tabla 3.2 se muestran valores propuestos en varios estudios.

Tabla 3.3. Correlación de los suelos expansivos en función de su índice de plasticidad

<i>Potencial de Expansión (%)</i>	<i>Índice de Plasticidad</i>		<i>Índice de Plasticidad Modificado</i>	
	<i>Seed et al. (1962)</i>	<i>Krebs and Walker (1971)</i>	<i>BRE (1993)</i>	<i>NHBC (2008)</i>
<i>Bajo</i>	0 - 15	0 - 15	<20	<20
<i>Medio</i>	10 - 30	15 - 24	20 - 40	20 - 40
<i>Alto</i>	20 - 55	25 - 46	40 - 60	>40
<i>Muy alto</i>	>40	>46	>60	--

(Tomado de Carter & Bentley, 2016).

3.2.5 DENSIDAD DEL SUELO

Carter & Bentley (2016) proponen que el suelo es un material no homogéneo, está compuesto por tres materiales en tres diferentes fases; partículas de suelo (fase sólida), agua de poro (fase líquida) y aire (fase gaseosa), para obtener la medición de densidad se puede realizar a partir de los siguientes datos:

Densidad seca.- Es el peso de los sólidos del suelo por unidad de volumen, ignorando el agua.

Densidad húmeda.- Es el peso total de una muestra de suelo por unidad de volumen, incluida cualquier humedad contenida en el suelo.

Cabe recalcar que la densidad seca para un suelo no implica que el suelo esté seco; solo que se ignora el peso de cualquier agua.

3.2.6 RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al corte de una masa de suelo es la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo puede ofrecer para resistir fallarse y deslizarse por cualquier plano interno. Esta propiedad es importante para analizar problemas de estabilidad del suelo, tales como capacidad de carga, estabilidad de taludes y presión lateral sobre estructuras de contención de tierra (Braja et al, 2014).

La prueba de resistencia al corte generalmente se lleva a cabo mediante pruebas triaxiales o pruebas de caja de corte. El tipo de prueba dependerá tanto de los suelos encontrados como de los cálculos de diseño que se llevarán a cabo (Carter & Bentley, 2016).

3.2.6.1 Criterio de falla Mohr-Coulomb

El concepto de resistencia al corte del suelo fue desarrollado por Coulomb (1776) y luego Mohr (1888), sugirió que la resistencia al corte del suelo podría caracterizarse por una combinación de un componente cohesivo fijo c , que representa la resistencia al cortante producida por la cementación entre las partículas del suelo, y una componente friccional con un ángulo fijo de resistencia al corte (fricción interna) ϕ , que se considera constante y depende de factores como el tipo de material, tamaño, uniformidad densidad, entre otros (Carter & Bentley, 2016; Suárez, 2009).

Esto condujo al criterio de falla de Mohr-Coulomb comúnmente utilizado:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad [3.4]$$

donde:

τ : esfuerzo de resistencia al corte del suelo en el plano de falla

C : cohesión

σ : esfuerzo normal total en el plano de falla

ϕ : ángulo de resistencia al corte del suelo (constante)

Para suelos saturados, el esfuerzo normal total es la suma del esfuerzo efectivo (σ') y la presión del agua de poro (u).

El criterio de falla de Mohr-Coulomb, expresado en términos de estrés efectivo, es:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad [3.5]$$

donde:

τ : esfuerzo de resistencia al corte del suelo en el plano de falla

C : cohesión efectiva

σ' : esfuerzo normal efectivo en el plano de falla

ϕ' : ángulo de resistencia al corte efectivo del suelo

Por lo tanto, cuando se considera la resistencia al corte de los suelos, se puede elegir entre: considerar la respuesta total, combinada del suelo y el agua intersticial; o la respuesta específica del esqueleto del suelo puede separarse de la presión del agua intersticial considerando los esfuerzos efectivos.

La relación existente entre esfuerzos normales y esfuerzos cortantes se puede representar gráficamente en un plano que se conoce también como el diagrama de Mohr. En este diagrama, se pueden encontrar una combinación de esfuerzos máximos normales y cortantes los cuales representarán un estado de falla inminente (Das & Cera, 2001).

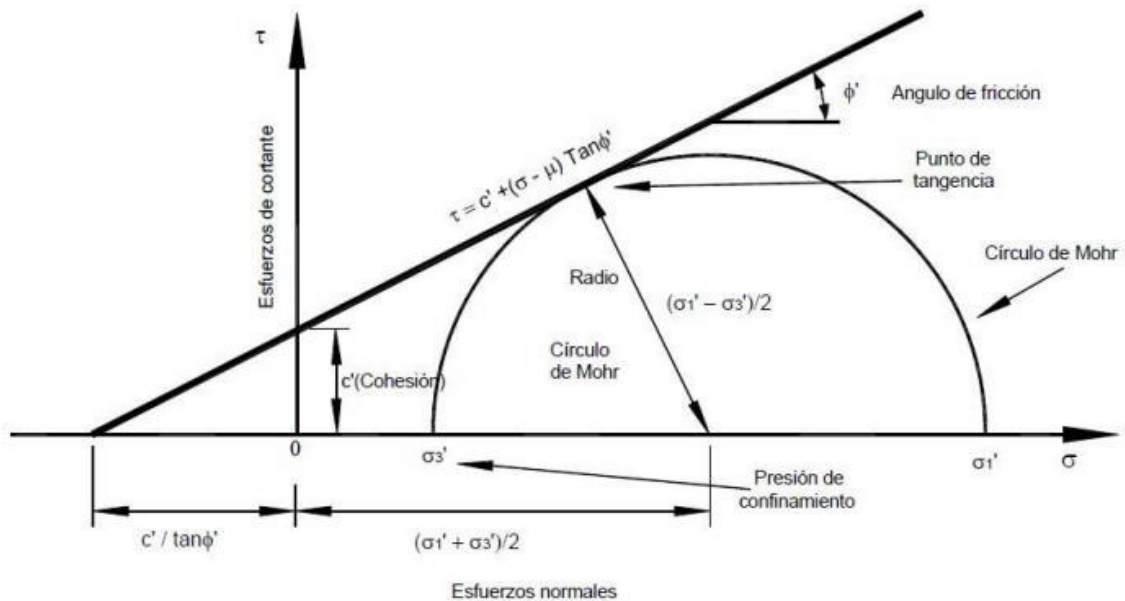


Figura 3.3. Representación gráfica del criterio de falla Mohr-Coulomb.

Tomado de Suárez (2009).

3.2.6.2 Ensayo Triaxial

Carter & Bentley (2016) proponen que el ensayo triaxial es uno de los métodos más confiables disponibles para determinar los parámetros de resistencia al corte. Se usa ampliamente para investigación y pruebas convencionales. Este tipo de ensayo se realiza en muestras inalteradas de suelo de limo, arcilla o roca blanda. No se puede realizar en suelos no cohesivos.

En esta prueba, generalmente se usa una muestra de suelo de aproximadamente 36 mm de diámetro y 76 mm de largo. La muestra está encerrada en una delgada membrana de goma y se coloca dentro de una celda cilíndrica de plástico que generalmente se llena con agua o glicerina. La muestra se somete a una presión de confinamiento por compresión del fluido en la cámara. Para causar una falla de corte en la muestra, se debe aplicar una tensión axial (a veces llamada tensión de desviación) a través de una celda de carga vertical.

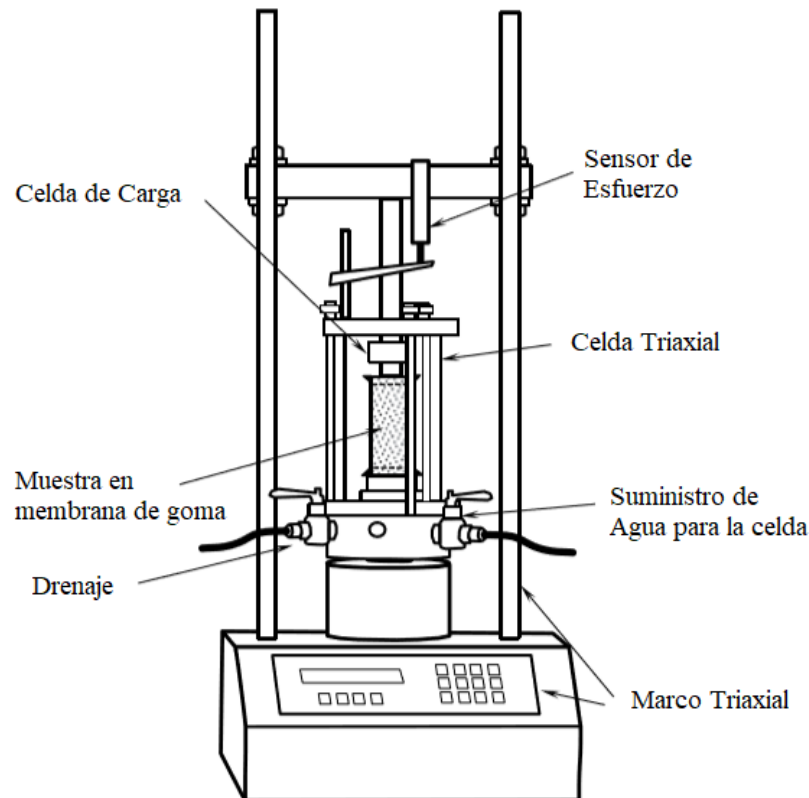


Figura 3.4. Equipo de ensayo triaxial

Tomado y modificado de Carter & Bentley, (2016).

También se proporcionan conexiones para medir el drenaje dentro o fuera de la muestra, o para medir la presión en el agua de los poros (según las condiciones de prueba). Los siguientes tres tipos estándar de pruebas triaxiales generalmente se llevan a cabo: Consolidado-Drenado (CD), Consolidado-No Drenado (CU) y No Consolidado-No Drenado (UU).

Ensayo triaxial Consolidado-No Drenado (CU): Estas pruebas se utilizan para determinar la resistencia al corte a largo plazo del suelo después de la consolidación. Estas pruebas dan una medida de los esfuerzos dentro del esqueleto del suelo (esfuerzos efectivos).

En el ensayo consolidado no drenado, no se permite que la muestra drene durante la prueba, de modo que la tensión medida incluye tanto los esfuerzos presentes en el esqueleto del suelo y la presión de agua intersticial o de poro. Sin embargo, la

presión del agua intersticial se mide para que, nuevamente se puedan obtener los esfuerzos sobre el esqueleto del suelo.

3.3 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Le exploración del subsuelo permite determinar la naturaleza del suelo en un sitio determinado y su estratificación. Además, se puede obtener muestras de varias profundidades para ser analizadas mediante métodos de laboratorio. Con los resultados obtenidos se puede conocer el comportamiento del suelo en un sitio determinado, muy importante al momento de realizar obras civiles y para el diseño de sus cimientos (Braja & Khaled, 2014).

3.3.1 SONDEOS DE PERFORACIÓN GEOTÉCNICOS

Existen varios métodos para obtener muestras del suelo y realizar ensayos in situ como: sondeos por barrena, por percusión y por rotación.

En los sondeos por barrena se pueden realizar perforaciones entre 3 a 5 metros de profundidad. Son utilizados para obras de carreteras y pequeñas estructuras. Las muestras se toman del suelo sujeto a la barrena y pueden ser utilizadas para realizar análisis granulométrico y límites de Atterberg (Braja & Khaled, 2014).

Los sondeos por percusión son muy versátiles y muy empleados en el medio, ya que permiten perforar casi toda clase de suelo. Para llevar a cabo este tipo de sondeos es necesario contar con barrenas continuas que, con la ayuda de un soporte, una polea y un motor son desplazadas para perforar el suelo, el esquema se presenta en la figura 3.5. Las perforaciones suelen ser de 15 o 20 cm de diámetro y generalmente se requiere *casing* para soportar el suelo en profundidad durante la perforación. Pueden alcanzar los 30 m de profundidad a menos que se encuentren

condiciones difíciles de perforación. Este método permite tomar muestras alteradas e inalteradas del suelo (Carter & Bentley, 2016).

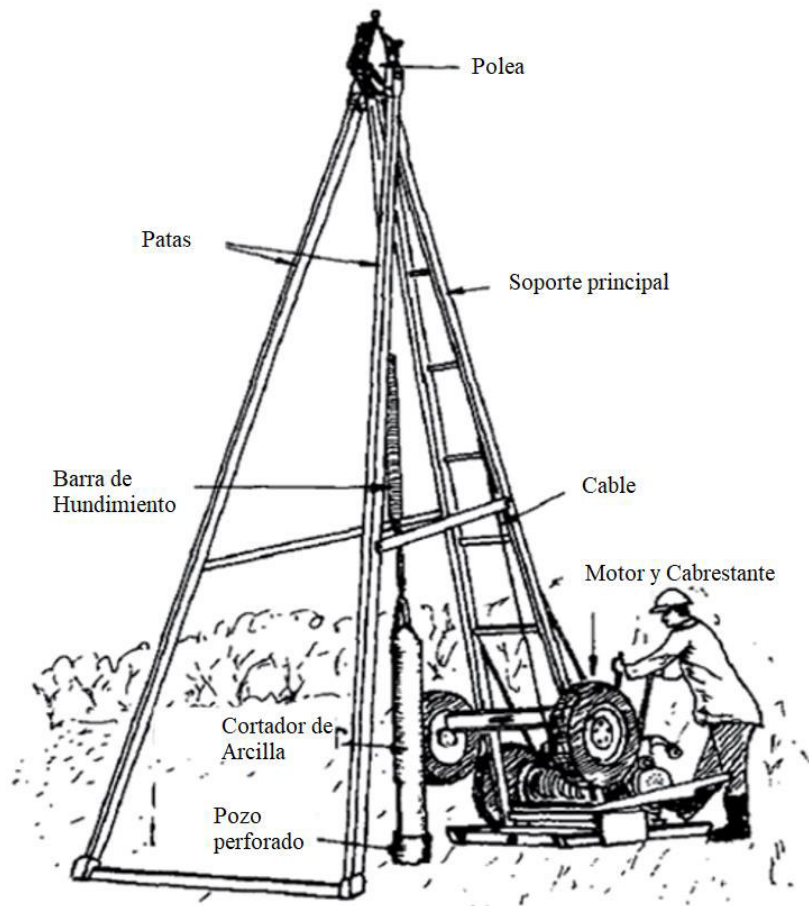


Figura 3.5. Trípode de perforación

Tomado y modificado de Carter & Bentley, (2016).

Muestras Alteradas: Son muestras representativas utilizadas generalmente para pruebas en el laboratorio de análisis granulométrico, determinación del contenido orgánico, determinación de los límites de consistencia, clasificación de los suelos, densidad de la fase sólida en los suelos, entre otros. Este tipo de muestras se toman en un tubo de acero partido longitudinalmente “cuchara partida” con un acople en la parte superior que se conecta a la barra de perforación.



Figura 3.6. Muestras alteradas recuperadas del sondeo S-01 y S-03 durante las perforaciones

Muestras Inalteradas: Estas muestras se usan para hacer pruebas en las cuales se necesita que las condiciones naturales del suelo se mantengan y pueden realizarse ensayos de consolidación, ensayos triaxiales, densidad natural, permeabilidad, resistencia al corte, entre otros. Para obtener este tipo de muestras en sondeos se utiliza tubos huecos de acero de pared delgada también llamados tubos Shelby (Braja & Khaled, 2014).

Los sondeos de rotación permiten perforar a grandes profundidades a más de 1000 m y está asociado generalmente a la perforación de rocas. Se caracteriza por la extracción continua de muestras alteradas del suelo, aunque usando plataformas específicas se puede obtener muestras inalteradas mediante tubos de muestra empujados, martillados o con perforaciones en la base del pozo.



Figura 3.7. Toma de muestra inalterada en tubo Shelby para el sondeo S-02

La perforación rotatoria proporciona una alternativa más rápida y económica a la perforación por percusión, pero es más limitada en el tipo de condiciones del suelo con las que puede lidiar. Las obstrucciones generalmente detendrán el sinfín, y los agujeros no están normalmente alineados, por lo que el progreso a través de la

arena y la grava es limitado e imposible debajo de la capa freática (Carter & Bentley, 2016).

3.3.2 PRUEBA DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

La prueba de penetración estándar (SPT) se utiliza para determinar la densidad relativa de los suelos granulares y para inferir otras propiedades, incluida la resistencia al corte y la compresibilidad. Es un método semidirecto de exploración del subsuelo que estima las propiedades físico-mecánicas a partir de correlaciones empíricas, que frecuentemente son estimadas con el número de golpes (N) de penetración estándar (Carter & Bentley, 2016).

El ensayo consiste en hincar la cuchara partida para que penetre 30 cm en el terreno, ayudados de un martillo estándar de 140 lbs de peso y una altura de caída de 75 cm, se registra el número de golpes realizados durante la penetración en tres intervalos de 15 cm. Se suman el número de golpes en los últimos 30 cm del ensayo y esta cifra corresponde al valor de N. Luego se recupera la muestra llevando a superficie el muestreador, se abre para registrar su longitud, color, litología, compacidad, etc. La muestra es guardada y llevada al laboratorio para posteriores ensayos (Carter & Bentley, 2016; Braja & Khaled, 2014).



Figura 3.8. Tripodes de perforación utilizados en los sondeos SPT-1 y SPT-2.

3.3.2.1 Correcciones ensayo SPT

El sistema de elevación y caída utilizado en las máquinas manuales de perforación no es el mismo, causando que la energía de cada golpe sea diferente y el número

de golpes (N_{SPT}) varíe. Por ello debe corregirse por un factor de energía, de manera que se obtenga un valor SPT normalizado, denominado N_{60} (Ventayol, 2012).

Existen varios factores que se toman en cuenta para la corrección del número de golpes por el procedimiento de campo como: eficiencia del martinete, longitud de la barra, diámetro de perforación y corrección del muestreador (Das, 2012).

$$N_{60} = \frac{N_{SPT}\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R}{60} \quad [3.6]$$

Donde:

N_{60} = número de penetración estándar, corregido por las condiciones de campo

N_{SPT} = número de golpes medido en campo,

η_H = factor de corrección de energía,

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

η_B = factor de corrección del diámetro de la perforación

η_S = factor del muestreador

Las variaciones de η_H, η_B, η_S y η_R con base de Seed y colaboradores (1985) y Skempton (1986) se resumen en la figura 3.8 (Das, 2012)

1. Variación de η_H				2. Variación de η_B	
País	Tipo de martinete	Liberación del martinete	η_H (%)	Diámetro, mm	η_B
Japón	Toroide	Caída libre	78	60-120	1
	Toroide	Cuerda y polea	67		
Estados Unidos	De seguridad	Cuerda y polea	60		
	Toroide	Cuerda y polea	45	200	1.15
Argentina	Toroide	Cuerda y polea	45		
China	Toroide	Caída libre	60		
	Toroide	Cuerda y polea	50		
3. Variación de η_S				4. Variación de η_R	
Variable				Longitud de la barra, m	η_R
Muestreador estándar				> 10	1.0
Con recubrimiento para arena y arcilla densas				6-10	0.95
Con recubrimiento para arena suelta				4-6	0.85
				0-4	0.75

Figura 3.9. Variaciones de η_H , η_B , η_S y η_R

(Tomado de Das, 2012)

3.3.2.1 Correlaciones del ensayo SPT con parámetros geotécnicos

Existen numerosas correlaciones empíricas con diversos parámetros geotécnicos, estas relaciones son aproximativas y pueden generar mejores resultados al ser analizadas conjuntamente con datos de otros ensayos en el sitio. Se han desarrollado correlaciones para suelos granulares y cohesivos.

Resistencia a la penetración: La resistencia a la penetración (R_p) es un indicador del nivel de compactación de un suelo. Se calcula a partir del movimiento de un cono de penetración, y la división entre la profundidad de penetración.

$$R_p = N * 4 \quad [3.7]$$

La compactación del suelo ocurre cuando se aplica presión o carga a la superficie del mismo, como resultado de pisoteo de animales, personas y la inadecuada utilización de equipos como tractores especialmente cuando el suelo está húmedo. La compactación causa cambios en las propiedades físicas del suelo, aumentando

la resistencia a la penetración, la densidad aparente y reduciendo la porosidad (Patterson, 1977).

Presión Admisible: La presión admisible o de trabajo (σ_{adm}) es la máxima tensión que se puede transmitir al terreno sin que la estructura sustentada sufra daños. Es aquella tensión admisible que se aleja de la presión de hundimiento en base a un factor de seguridad mínimo, y al mismo tiempo da lugar a un asiento admisible.

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{10} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] \quad [3.8]$$

Resistencia a la compresión simple: Muchos investigadores han intentado realizar correlaciones entre el valor de NSPT y la resistencia a la compresión simple de suelos arcillosos.

La dispersión de los resultados obtenidos es muy grande, en la figura 3.9 se presenta las correlaciones entre el golpeo N_{SPT} y la resistencia a la compresión simple según la adaptación de Hunt (1984) a los trabajos de Terzaghi y Peck (1948). Para el cálculo de la compresión simple se utiliza la siguiente fórmula.

$$q_u = 0.08 * N_{60} \left[\frac{Kg}{cm^2} \right] \quad [3.9]$$

COMPACIDAD (Suelo Cohesivos)	N_{SPT}	Resistencia a la compresión Simple q_u (Kg/cm ²)
Muy Blanda	< 2	< 0,25
Blanda	2 - 4	0,25 - 0,50
Mediana	4 - 8	0,50 - 1,00
Compacta	8 - 15	1,00 - 2,00
Muy Compacta	15 - 30	2,00 - 4,00
Dura	> 30	> 4,00

Figura 3.10. Correlación de las propiedades de suelos cohesivos.

Hunt (1984).

3.4 MAPAS GEOTÉCNICOS

Los mapas geotécnicos constituyen un método para representar cartográficamente la información geológica-geotécnica con fines de planificación y uso del territorio y

para proyectos de construcción y mantenimiento de obras de ingeniería. Incluyen información descriptiva sobre los materiales y procesos geológicos, y datos cuantitativos de las propiedades físicas y mecánicas del suelo (EPN, 2018).

Los mapas geotécnicos sirven de ayuda para realizar el diseño de obras civiles, para prever los problemas geológicos-geotécnicos en una zona, planificar investigaciones in situ e interpretar los resultados de ensayos de campo y laboratorio.

Los mapas de zonificación geotécnica para proyectos de ingeniería se realizan a escalas entre 1:5.000 y 1:25.000, en ellos se pueden representar las clasificaciones geotécnicas de suelos y rocas, y la aplicación de correlaciones empíricas e índices de campo que permiten la evaluación de propiedades geotécnicas y proporcionan datos cuantitativos. Las unidades geotécnicas y su distribución espacial generalmente se establecen a partir de la litología, origen y características geológicas de los materiales observadas en campo, y a partir de la realización de sondeos y ensayos in situ y en laboratorio (González de Vallejo, 2002).

4. MARCO METODOLÓGICO

Para cumplir con los objetivos propuestos se plantea la siguiente metodología mostrada en el diagrama de flujo.

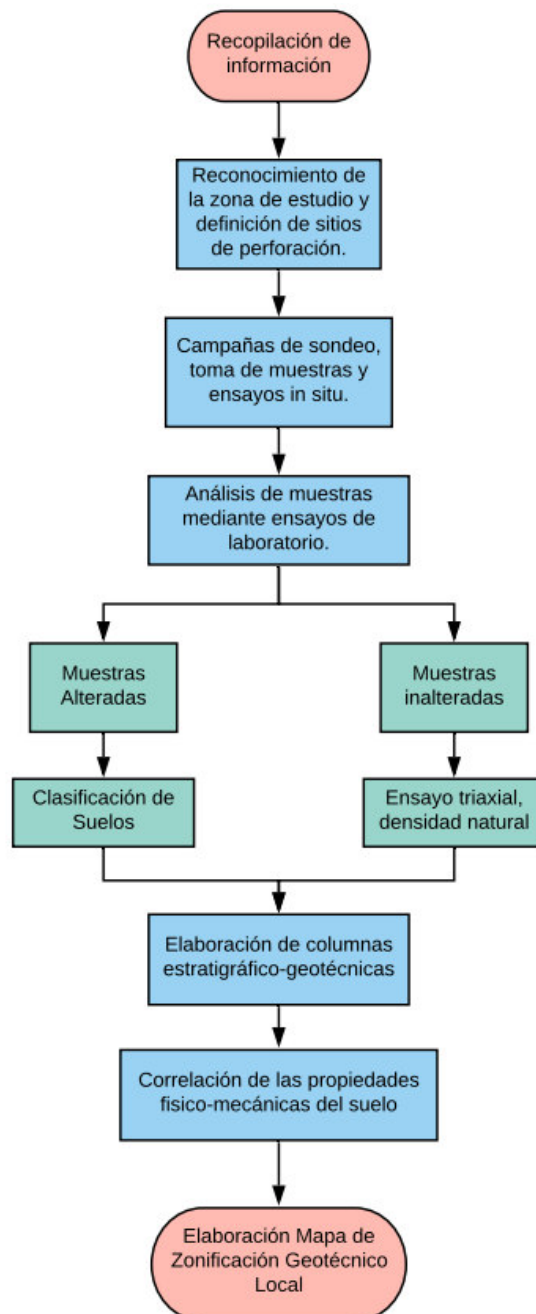


Figura 4.1. Diagrama de flujo de la metodología propuesta.

4.1 DETERMINACIÓN DE SITIOS DE PERFORACIÓN

Para el presente estudio, con la recomendación del GAD de Portoviejo se han propuesto 4 sitios (Tabla 4.1.) para realizar sondeos y toma de muestras, con el objetivo de disminuir la incertidumbre de estudios previos realizados en la zona y tomando en cuenta las necesidades actuales de uso del territorio en la ciudad de Portoviejo.

4.2 CAMPAÑA DE SONDEO

Durante la campaña de sondeo correspondiente a las actividades de exploración del subsuelo realizada a través de métodos directos e indirectos, desde el 28 de marzo del 2019 hasta el 2 de abril de 2019. Se procedió con la ejecución de cuatro perforaciones de penetración estándar SPT de acuerdo a la norma ASTM D-1586-11, con avance cada un metro, se lograron recuperar muestras alteradas e inalteradas para describirlas y realizar análisis en laboratorio.

El equipo utilizado para el ensayo SPT tiene un martillo de tipo Safety de 63.5 kg por lo cual para realizar las correcciones del número de golpes se utilizó un factor de corrección de energía (η_H) del 60%. El diámetro de perforación fue de 60 mm, que corresponde a un factor de corrección por diámetro de perforación (η_B) de 1. Se utilizó un muestreador estándar, por lo tanto, el factor de corrección (η_S) es igual a 1. La longitud de barra es de 2.5 m, por lo cual se utilizó un factor de corrección por longitud de barra igual (η_R) a 0.75 que corresponde al rango entre 0-4 m.

Por otro lado, a partir de las muestras recuperadas, se realizó la identificación Manual – Visual en campo de los suelos (ASTM D 2488-09), donde se definió preliminarmente los tipos de suelos constituyentes, en efecto se seleccionaron las muestras representativas de cada estrato durante los sondeos, para futuros ensayos de laboratorio tanto de clasificación como de resistencia mecánica.

Tabla 4.1. Tabla de coordenadas, profundidad alcanzada y nivel freático

SONDEO	SECTOR	UBICACIÓN COORDENADAS		PROFUNDIDAD (m)	NIVEL FREÁTICO (m)
		E	N		
S-01	EL NEGRITAL	557594.00	9886399.00	25	1.3
S-02	EL AEROPUERTO	558157.00	9885260.00	30	2.8
S-03	IRO DE MAYO	559228.00	9884912.00	24	1.9
S-04	EL ZAPOTE	562060.00	9891181.00	30	1.5

Durante los trabajos de campo, en los sondeos S-01 y S-03 se encontraron estratos de suelo muy compacto y consolidado a profundidades de 25 y 24 m respectivamente, por cuanto no se pudo alcanzar la profundidad de 30 m. Las perforaciones S-03 y S-04 avanzaron con normalidad hasta los 30 m.

4.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Para tener un mejor entendimiento del comportamiento y de las propiedades físico-mecánicas del suelo, se procedió a realizar varios análisis de laboratorio utilizando las muestras alteradas e inalteradas recuperadas durante la campaña de sondeo, en estas se realizaron los siguientes ensayos:

4.3.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Para este ensayo se tomaron muestras alteradas de suelo, cada 2 metros para los 4 sondeos y se realizaron los siguientes análisis geotécnicos: granulometría (ASTM D6913-17), límite líquido y límite plástico (ASTM D 4318-17) y contenido de humedad (ASTM D 2216-10). Con los datos obtenidos se pudo clasificar el suelo según sus propiedades físicas. Ver Anexo

4.3.2 DENSIDAD NATURAL

Para obtener la densidad natural del suelo se analizaron muestras inalteradas a los 5m de profundidad recuperadas de los sondeos según el método B especificado en la norma ASTM D7263-09, se talló las muestras en forma cilíndrica y se midió diámetro, altura, masa y contenido de humedad, con estos datos se pudo calcular la densidad seca y húmeda de las muestras.

Se define como densidad de un suelo (γ) a la relación entre su masa (tanto de la fracción sólida como del agua que contiene (W_s+w) y su volumen (V).

4.3.3 ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO

Para realizar este ensayo se tomaron 3 muestras inalteradas de cada tubo Shelby, cada muestra fue tallada en forma cilíndrica para que cumpla con las dimensiones requeridas según la norma ASTM D 4767. Se envuelve a la muestra en una membrana de goma impermeable y en sus extremos se colocan cabezas con piedras porosas que van conectadas al sistema de drenaje para saturar o drenar la muestra. Se procede a armar la celda triaxial y se coloca en el marco de carga en el cual se le aplican esfuerzos principales en todas sus direcciones (σ_1 , σ_2 y σ_3).

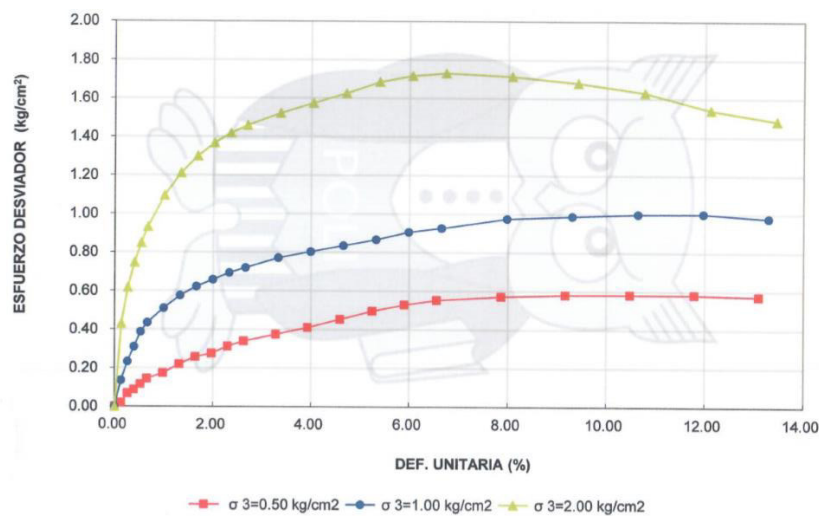


Figura 4.2. Gráfica de esfuerzo-deformación de una muestra ensayada.

Mediante este ensayo se logra determinar la resistencia al corte y relación esfuerzo-deformación de las muestras de suelo (Figura 4.2), también se obtienen los esfuerzos efectivos y totales que fueron aplicados al espécimen por medio de la medición de presión de poros, carga axial y deformación. Todos los datos obtenidos durante el ensayo triaxial sirven para obtener las propiedades mecánicas fundamentales del suelo, siendo el principal resultado los círculos de Mohr, que representan las envolventes de falla en el plano de la muestra.

La ecuación de la línea recta tangente a los tres círculos de Mohr es la que caracteriza al material ensayado. De esta recta se obtienen los datos de cohesión y la pendiente de la recta que permite conocer el ángulo de fricción de la muestra ensayada.

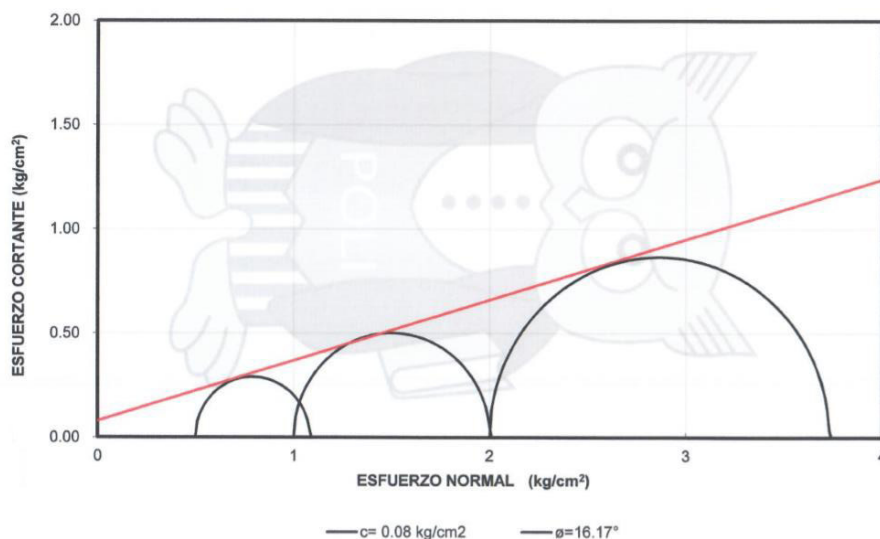


Figura 4.3. Círculos de Mohr obtenidos en ensayo triaxial CU. Se muestran datos de cohesión y ángulo de fricción para una muestra ensayada.

4.4 COLUMNAS GEOTÉCNICAS

Con los datos obtenidos tanto en la identificación manual-visual de las muestras durante los sondeos y la clasificación de suelos SUCS, se elaboran columnas geotécnicas que permiten conocer a detalle cómo se encuentran dispuestas las diferentes capas de suelo en profundidad.

Para tener una visión general de la zona de estudio se han realizado correlaciones espaciales con la información de sondeos realizados en el presente trabajo y los sondeos cercanos realizados en estudios previos.

Para realizar las correlaciones se han tomado como referencia los sondeos realizados por el Área de Mecánica de Suelos y Geotécnica-PUCE en el año 2017, específicamente los sondeos detallados en la Tabla 4.2. La información detallada de estos sondeos se muestra en el Anexo 3.

Tabla 4.2. Tabla de coordenadas y profundidad alcanzada de los sondeos realizados por el Área de Mecánica de Suelos-PUCE

Perforación	UBICACIÓN COORDENADAS		PROFUNDIDAD (m)
	E	N	
P04	558532.99	9886295.00	160
P11	559729.33	9886037.00	30
P12	558255.00	9885722.00	30.45
P14	557044.99	9885649.00	30.45
P17	559275.00	9885355.00	30.45
P18	559672.00	9884794.00	30.45

4.5 CORRELACIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DE LOS SUELOS

Las correlaciones de las propiedades físico-mecánicas permiten caracterizar de mejor manera un tipo de suelo, para lo cual es necesario calcular ciertos parámetros como el índice plástico, índice de liquidez, índice de consistencia, número de golpes obtenidos en el ensayo SPT, de esta forma se pueden relacionar con los parámetros propuestos por varios autores que permiten diferenciar los tipos de suelo según su plasticidad, consistencia, compacidad y potencial de hinchamiento, según las tablas 3.1, 3.2, 3.3 y 3.5 expuestas anteriormente.

4.6 MAPA DE ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICO LOCAL

El mapa ha sido elaborado con el objetivo de representar geográficamente las diferentes zonas geotécnicas localizadas en el área de estudio, para poder diferenciarlas se ha integrado la información recolectada durante este trabajo y de estudios previos de los sondeos descritos en las tablas 4.1 y 4.2, han sido analizados los resultados de ensayos SPT, clasificación SUCS, límites de Atterberg y correlaciones de las propiedades físico-mecánicas de los suelos como el índice de consistencia que permiten conocer de mejor manera el comportamiento de los suelos, se procedió a realizar una interpolación de parámetros geotécnicos que permitió inferir los tipos de suelo que caracterizan una determinada zona.

Una vez realizados los mapas de interpolación para el porcentaje de humedad, número de golpes obtenidos en el ensayo SPT, índice de consistencia y clasificación SUCS, se procedió a darle un valor específico, clasificando a los suelos según sus características y definiendo la calidad del suelo para realizar actividades de construcción civil en la zona. Con esta nueva clasificación se realizaron nuevamente los mapas de interpolación y se realizó una superposición de mapas para encontrar las zonas que poseen características similares referentes al tipo de material, porcentaje de humedad, compacidad y consistencia.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1 ANÁLISIS DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

La humedad presente en las muestras analizadas nos presenta valores entre 40-50% para los primeros 20 m de profundidad, lo cual nos indica la presencia de suelos con altos contenidos de arcillas ya que tienen una mayor capacidad para retener humedad, para profundidades de 20 a 30 m los valores de contenido de humedad disminuyen al 30% y concuerda con los suelos granulares encontrados a esta profundidad.

El nivel freático para los sondeos realizados en la zona se encuentra en los primeros 3 m de profundidad, influenciando principalmente a los estratos que se encuentran sobre el nivel freático y haciéndolos más susceptibles a los cambios de humedad y al aumento de su potencial de hinchamiento.

En la figura 5.1 se muestra la distribución espacial del contenido de humedad para la zona de estudio, los datos se encuentran homogenizados para las profundidades de 0 a 10 m, de 10 a 20 m y de 20 a 30 m.

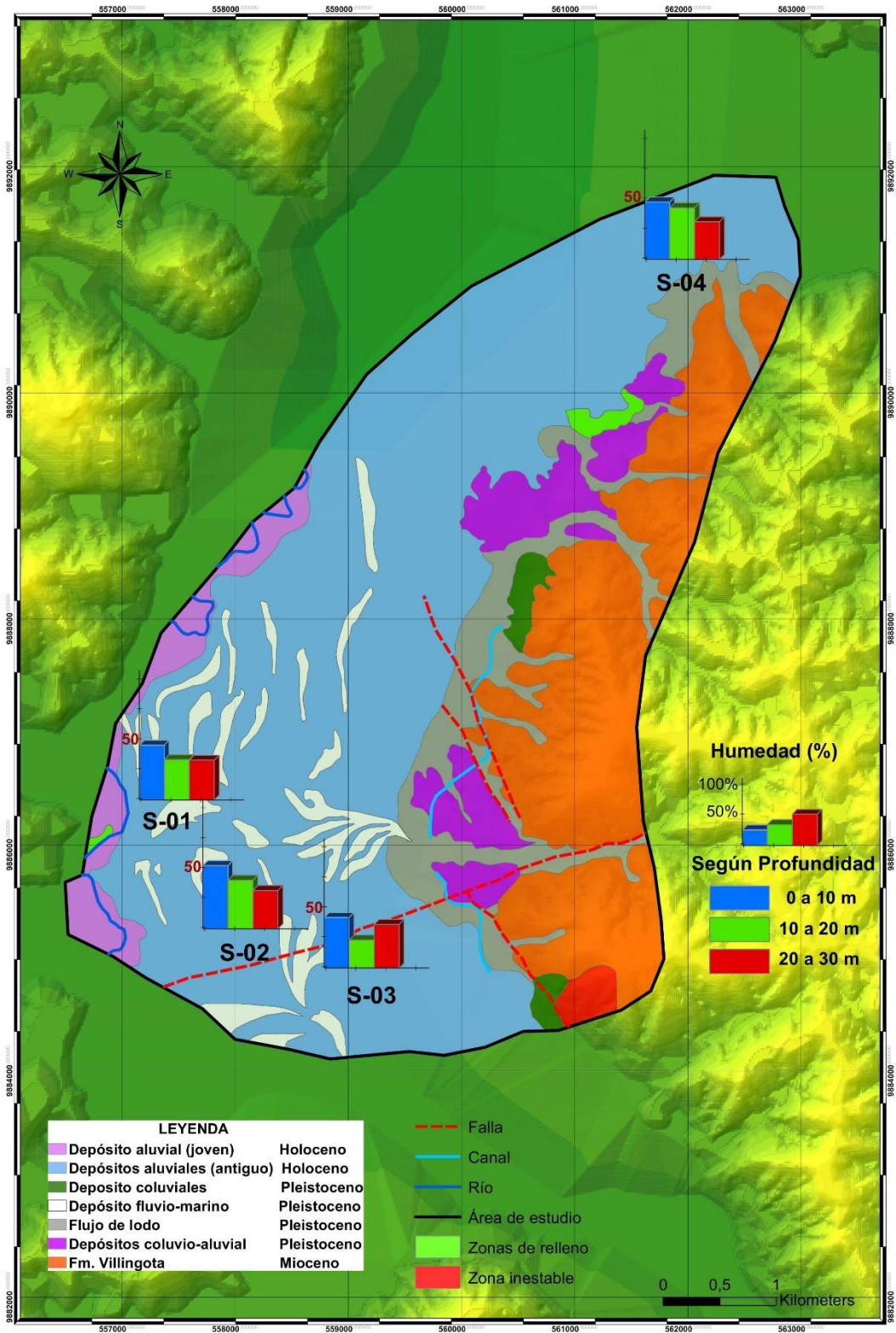


Figura 5.1. Distribución espacial del contenido de humedad en la zona de estudio

(Modificado de Chacón, 2018)

5.2 CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Al realizar el análisis de los suelos mediante los métodos de ensayo de granulometría y límites de Atterberg, se logró identificar los diferentes tipos de suelos presentes en las perforaciones realizadas en la zona, en las cuales predominan los suelos limosos-arcillosos (MH) de alta plasticidad y alta deformabilidad y se ubican en los primeros 15 m de profundidad, también se encuentran suelos arenosos-limosos (SM) y suelos limosos-arcillosos (ML) de baja plasticidad y baja deformabilidad en las secciones más profundas de los sondeos entre los 15 a 30 m de profundidad.

Los resultados obtenidos al realizar los ensayos de límites de Atterberg nos muestran que los suelos presentes en los primeros 20 m del subsuelo presentan en su mayoría límites líquidos mayores a 50 y límites plásticos mayores a 30. En la tabla 5.1 se muestra los límites de Atterberg con datos homogenizados para las profundidades de 0 a 10 m, de 10 a 20 m, para los sondeos S-02 y S-03 de 20 a 30 m, para el sondeo S-01 de 20 a 25 m y para el sondeo S-03 de 20 a 24 m, además en las figuras 5.2 y 5.3 se puede observar la distribución espacial de los límites líquido y plástico en la zona de estudio. Con estos datos se calculó parámetros muy importantes para conocer la consistencia del suelo como el índice de plasticidad, índice de liquidez e índice de consistencia mostrados en la tabla 5.2.

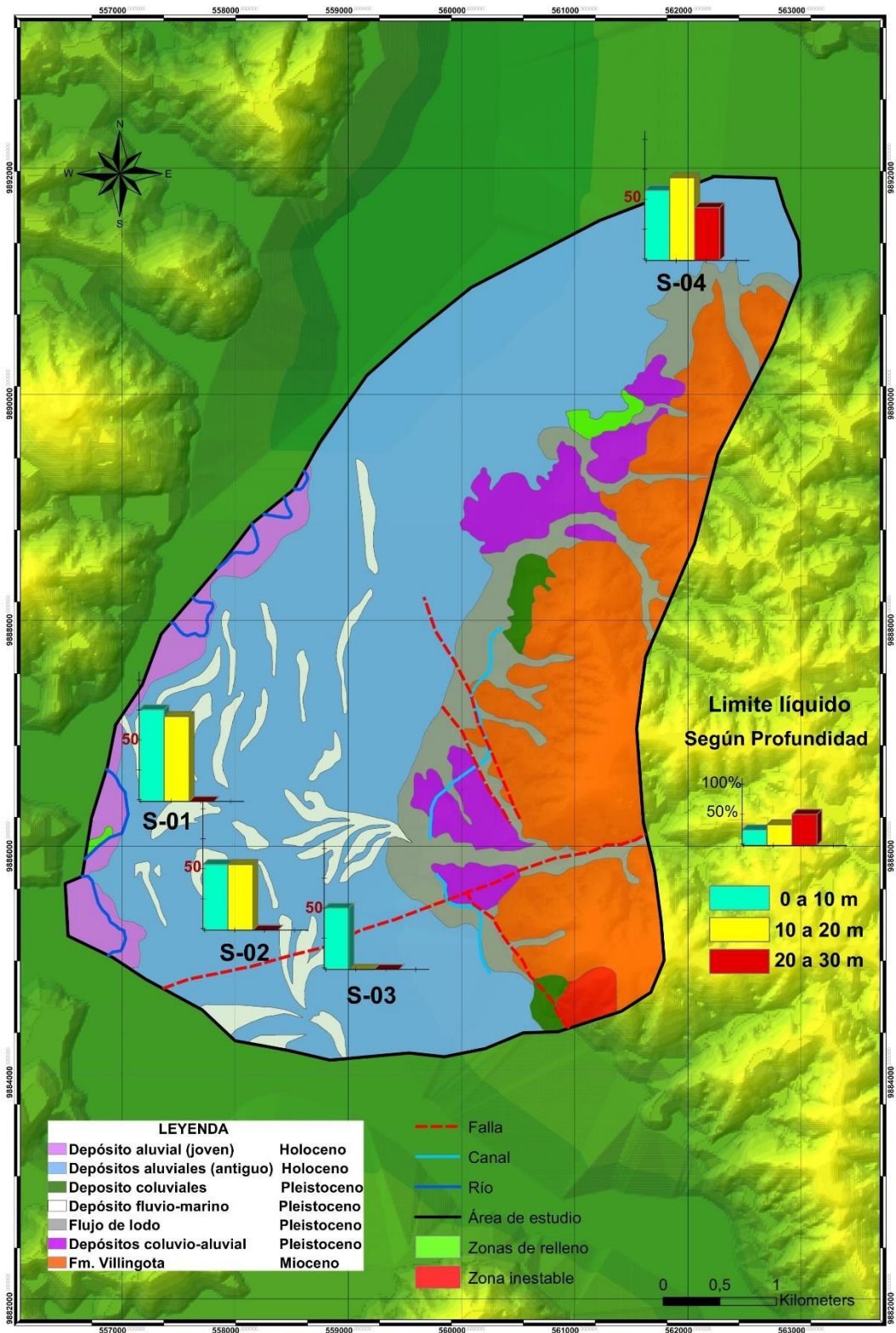


Figura 5.2. Distribución espacial del límite líquido en la zona de estudio

(Modificado de Chacón, 2018)

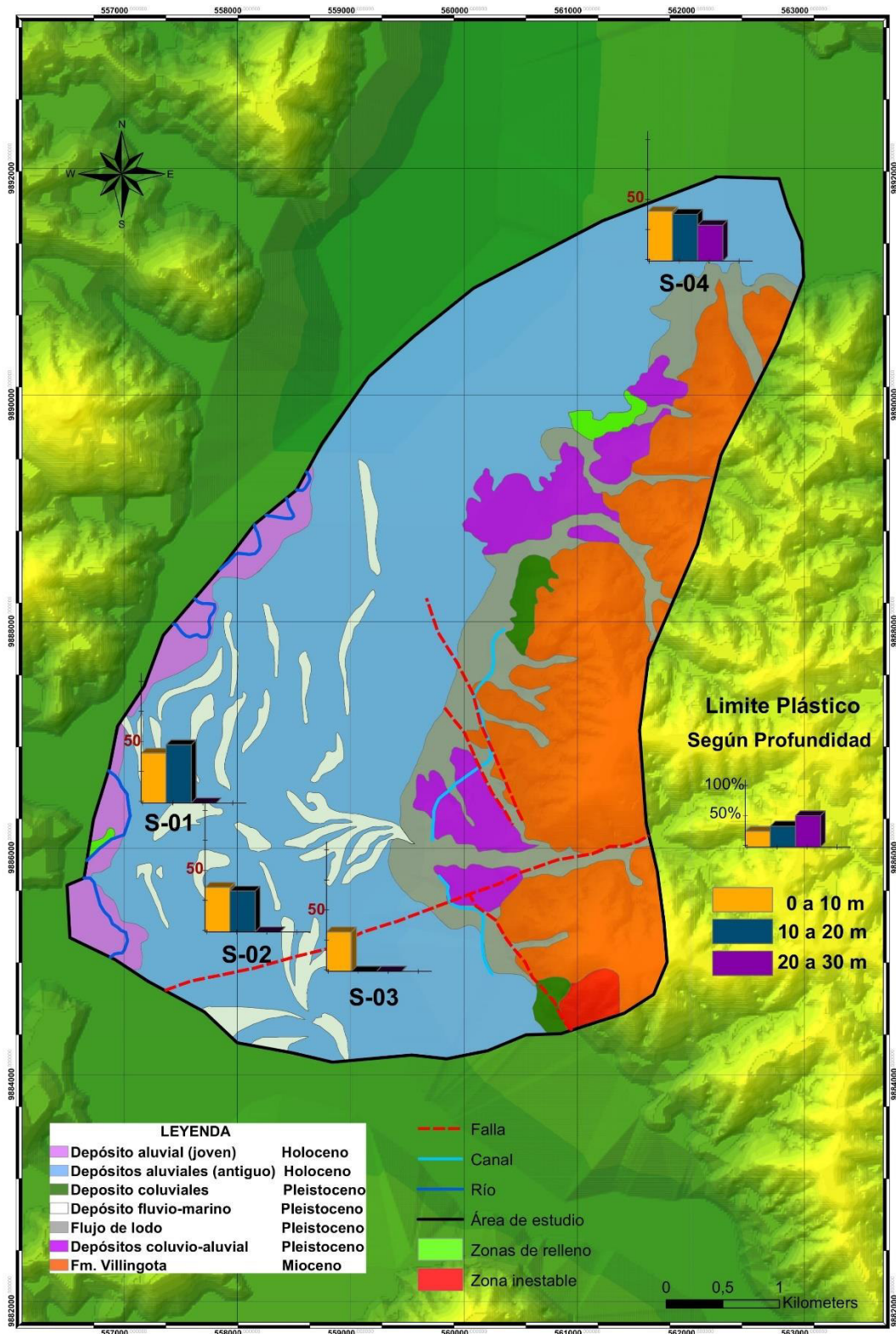


Figura 5.3. Distribución espacial del límite plástico en la zona de estudio

(Modificado de Chacón, 2018)

Tabla 5.1. Límites de Atterberg para los sondeos S-01, S-02, S-03 y S-04

SONDEO	PROF. (m)		W (%)	% finos	LL	LP
	DESDE	HASTA				
S-01	0	10	44.00	92.06	73.60	39.80
	10	20	32.40	48.64	68.00	46.50
	20	25	33.00	31.05	-	-
S-02	0	10	50.67	86.80	52.67	35.67
	10	20	39.00	76.06	52.67	32.67
	20	30	31.20	59.50	-	-
S-03	0	10	40.60	87.26	49.25	31.50
	10	20	22.60	45.10	-	-
	20	24	36.00	60.45	-	-
S-04	0	10	46.00	85.68	56.25	39.75
	10	20	41.40	84.98	66.50	37.50
	20	30	31.00	78.20	42.50	28.75

5.3 CORRELACIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DEL SUELO

Analizando cada una de las propiedades físico-mecánicas obtenidas durante los ensayos in situ y de laboratorio se logró conocer las características particulares del suelo y determinar su comportamiento frente a diferentes fenómenos a los cuales está expuesto. Se ha realizado el análisis de estas propiedades y los resultados se muestran en el Anexo I, a continuación, se describirán algunos de estos resultados.

Plasticidad: El indicador que permite conocer la plasticidad del suelo es el índice plástico (IP), para las muestras recuperadas durante los sondeos los valores obtenidos están entre 0-53, como se observa en la tabla 5.2, estos resultados permiten calificar al suelo según la tabla 3.1, mostrada anteriormente.

Para los sondeos S-01 y S-02 en los primeros 15 m de profundidad se encuentran generalmente suelos de alta plasticidad y de 15 m a 30 m suelos con baja o nula

plasticidad. Para el sondeo S-03 encontramos plasticidades medias en los primeros 10 m del subsuelo, de 10 m a 20 m no presenta plasticidad y de 20 m a 25 m se encuentra un estrato de limos arenosos (MH) con plasticidad muy alta. En el caso del sondeo S-04 los primeros 20 m del subsuelo presentan capas alternadas de limos arenosos de baja y alta plasticidad para continuar de 20 m a 30 m con plasticidad media. Los resultados obtenidos se han graficado en un diagrama de barras y se muestran en el mapa de la figura 5.4.

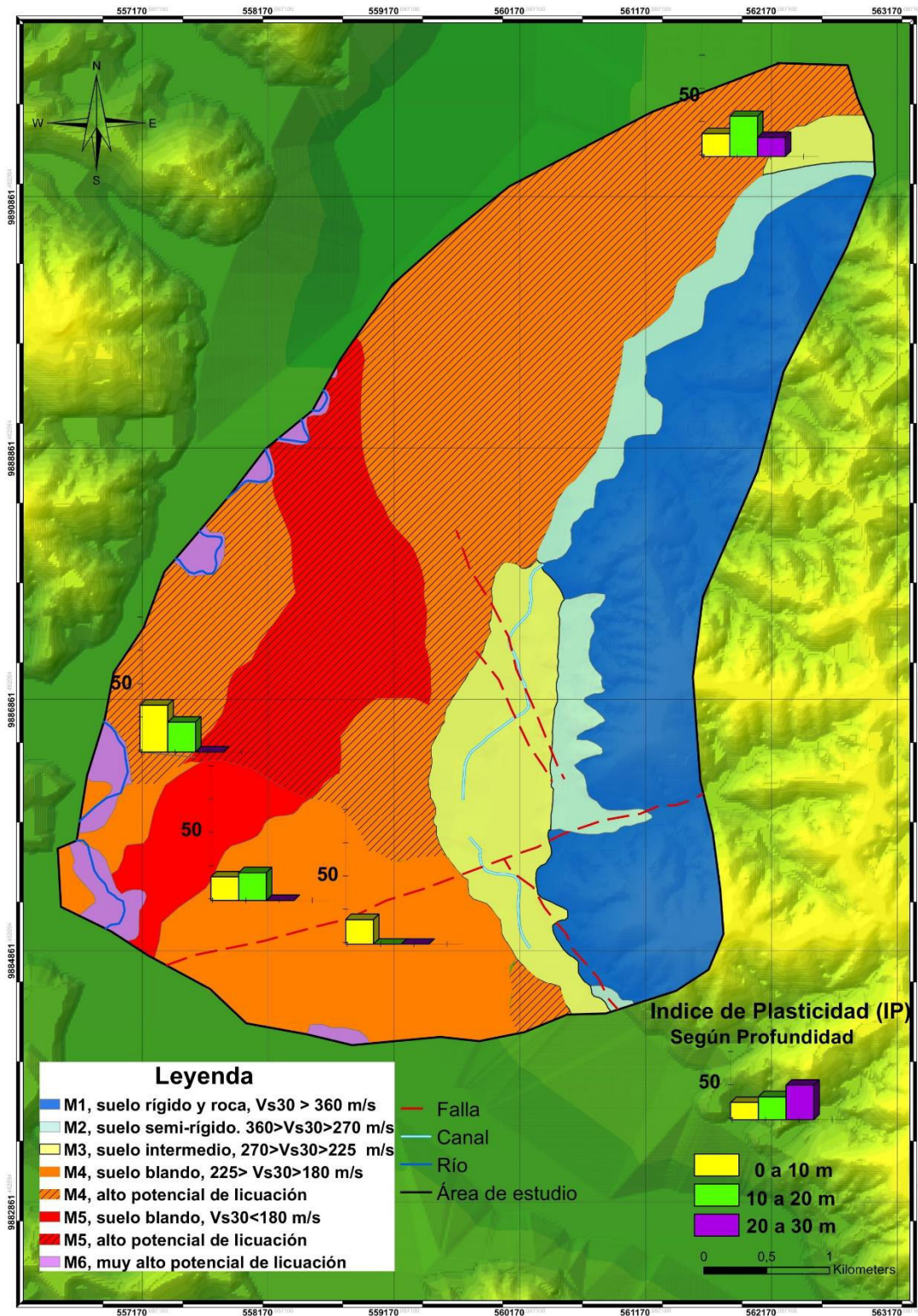


Figura 5.4. Distribución espacial del índice de plasticidad en la zona de estudio.

(Modificado de Schmidt., et al 2018)

Consistencia: Para conocer la consistencia del suelo, se calculó el índice de consistencia e índice de liquidez según las fórmulas 3.2 y 3.3, cabe recalcar que estas propiedades solo aplican para suelos cohesivos. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 5.2, e indican en el caso del sondeo S-01 suelos generalmente firmes en los primeros 20 m del subsuelo, para el sondeo S-02 en los primeros 20 m se encuentran suelos blandos y aparecen suelos con comportamiento líquido, en el caso del sondeo S-03 encontramos suelos líquidos en los primeros 10 m de profundidad seguidos por suelos no cohesivos y capas de suelo firme, en el sondeo S-04 se hacen presentes suelos firmes y blandos, predominando los suelos blandos en los primeros 10 m, seguido de suelos firmes entre los 10 a 30 m de profundidad.

Tabla 5.2. Propiedades físico-mecánicas de los suelos presentes en los sondeos realizados en la zona

Sondeo	Prof. (m)		IP	Plasticidad	IL	IC	Consistencia	Carga Admisible (Tn/m ²)
	Desde	Hasta						
S-01	0	10	39.80	Alta	0.12	0.88	Firme	>10
	10	20	46.50	Alta	-0.66	1.66	Dura	>10
	20	24	-	No Presenta	-	-	-	-
S-02	0	10	35.67	Media	0.88	0.12	Semilíquido	0
	10	20	32.67	Alta	0.32	0.68	Blando	4
	20	30	-	No Presenta	-	-	-	-
S-03	0	10	31.50	Media	0.51	0.49	Líquida	0
	10	20	-	No Presenta	-	-	-	-
	20	25	-	No Presenta	-	-	-	-
S-04	0	10	39.75	Media	0.38	0.62	Blando	4
	10	20	37.50	Alta	0.13	0.87	Firme	>10
	20	30	28.75	Media	0.16	0.84	Firme	>10

Potencial de Hinchamiento: El potencial de hinchamiento está definido por el índice de plasticidad de los suelos, como se puede observar en la figura 5.5, en los primeros 15 m del subsuelo para los sondeos S-01, S-02 y S-04 se hacen presentes suelos con un potencial de hinchamiento medio-alto y el sondeo S-03 presenta un

potencial bajo. De 15 m a 30 m de profundidad los suelos ensayados presentan un potencial bajo de hinchamiento y en algunos casos no presentan potencial de hinchamiento ya que están conformados por suelos areno-limosos no cohesivos.

Los suelos que presentan un alto potencial de hinchamiento pueden causar daños estructurales principalmente a estructuras ligeras como viviendas, pudiendo presentarse daños estructurales a corto o mediano plazo.

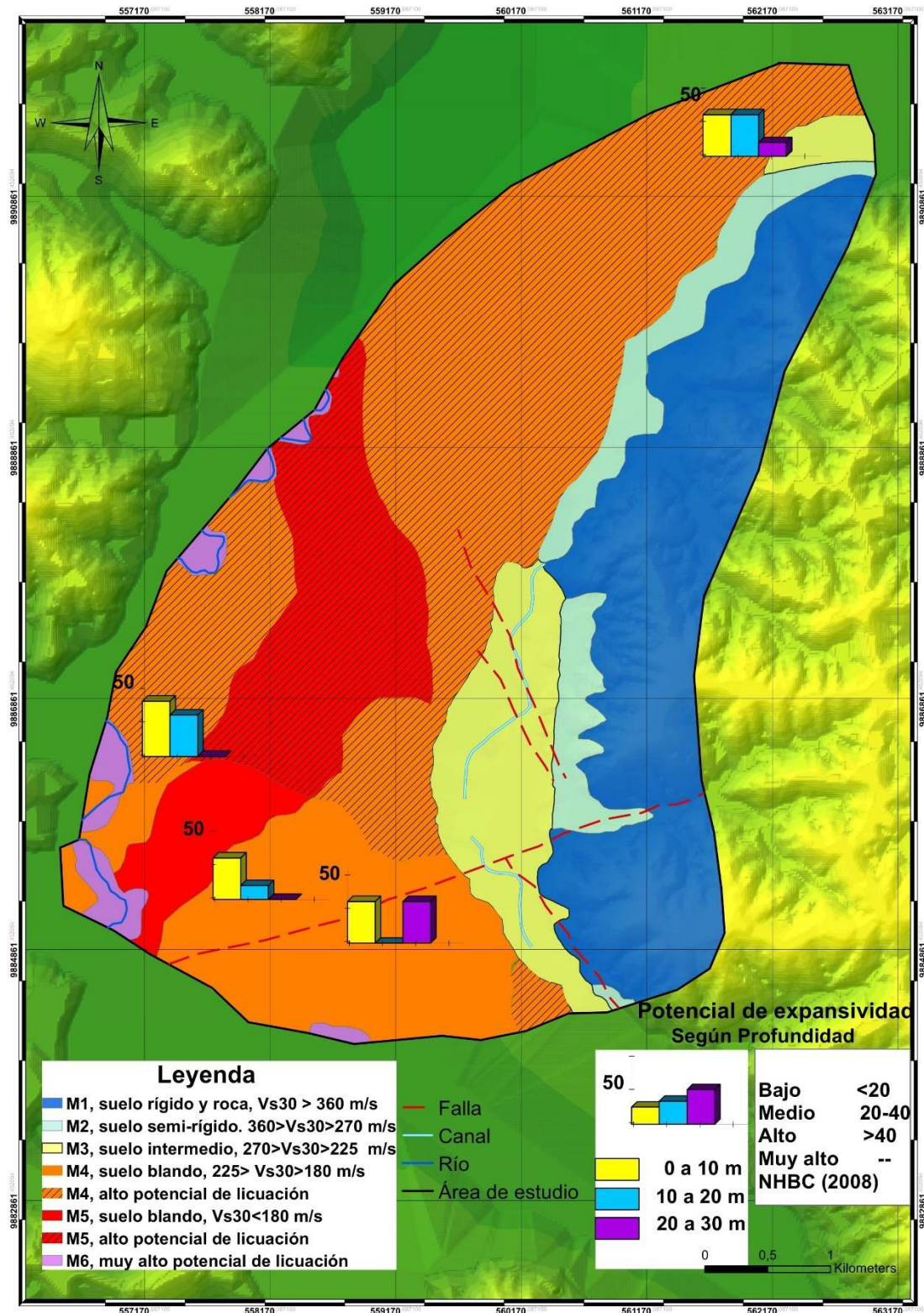


Figura 5.5. Distribución espacial del potencial de expansividad o hinchamiento en la zona de estudio.

(Modificado de Schmidt., et al 2018)

Compacidad: Este análisis se lo realiza con los datos de número de golpes obtenidos durante el ensayo SPT en campo, el cual permite calcular la resistencia a la penetración (R_p), resistencia a la compresión simple (q_u) y la presión admisible (σ_{adm}), con estos datos y el número de golpes corregido se puede correlacionar según la tabla 3.5 para determinar el grado de compacidad del suelo, en la tabla 5.3 se muestran las correlaciones obtenidas para este estudio para los datos homogenizados de 0 a 10 m, 10 a 20 m y de 20 a 30 m.

Cabe recalcar que para las capas más superficiales específicamente entre los 2 a 5 m de profundidad nos encontramos en todos los sondeos con capas de suelo blandas y muy blandas con valores de N_{60} entre 1.5 y 4, según se puede observar en el Anexo 2. El comportamiento de este tipo de suelos durante eventos sísmicos puede ser muy perjudicial para las estructuras, ya que se pueden generar efectos de sitio amplificando las ondas sísmicas y produciendo daños especialmente en viviendas que se encuentran cimentadas en las capas más superficiales del suelo. Este factor también puede ser desencadenante de fenómenos de licuación debido a la naturaleza del suelo, produciendo asentamientos de las estructuras civiles construidas en la zona.

Tabla 5.3. Correlación del ensayo SPT con las propiedades geotécnicas de los suelos.

SONDEO	PROF. (m)		SUCS	NSPT	N60	q_u	Rp	σ_{adm}	Compacidad
	DESDE	HASTA							
S-01	0	10	MH	6.23	4.67	0.58	18.68	0.47	Media
	10	20	SM	24.38	18.28	2.29	73.13	1.83	Compacta
	20	25	SM	79.08	59.31	7.41	237.25	5.93	Muy Densa
S-02	0	10	MH	6.63	4.97	0.62	19.89	0.50	Media
	10	20	ML	16.85	12.64	1.58	50.55	1.26	Compacta
	20	30	SM	39.85	29.89	3.74	119.55	2.99	Densa
S-03	0	10	MH	7.37	5.53	0.69	22.11	0.55	Media
	10	20	SM	17.40	13.05	1.63	52.19	1.30	Compacta
	20	24	SM	62.63	46.97	5.87	187.88	4.70	Densa
S-04	0	10	MH	8.50	6.38	0.80	25.50	0.64	Media

	10	20	MH	17.00	12.75	1.59	51.01	1.28	Compacta
	20	30	ML	51.90	38.93	4.87	155.70	3.89	Dura

5.4 ENSAYOS TRIAXIALES

Para realizar los ensayos triaxiales se tomaron muestras inalteradas de cada sondeo a una profundidad de 5 m. Durante el ensayo se sometieron a las muestras de los sondeos S-01, S-02 y S-04 a esfuerzos principales en todas las direcciones (σ_1 , σ_2 y σ_3) aumentando su fuerza por intervalos de tiempo. La muestra tomada para el sondeo S-03 no pudo ser ensayada ya que se encontraba saturada en agua en un estado semilíquido.

Mediante este ensayo se logró determinar la relación esfuerzo-deformación de las muestras del suelo, obteniendo de esta forma los esfuerzos efectivos y totales aplicados. Con estos datos se realizaron los círculos de Mohr que permitieron conocer la cohesión y los ángulos de fricción para cada muestra y se muestran en la figura 5.6.

Los resultados de este ensayo se exponen en la tabla 5.4 y se obtuvo que las muestras ensayadas presentan cohesiones y ángulos de fricción bajos, como se puede observar en la figura 5.6, indicando la presencia de suelos blandos poco consolidados con poca resistencia al corte y a la deformación.

Tabla 5.4. Tabla resumen de resultados obtenidos en el ensayo triaxial

SONDEO	PROF. (m)	Cohesión (kg/m ²)	Cohesión Efectiva (kg/m ²)	Angulo de Fricción (grad)	Angulo de Fricción Efectivo(grad)	Yd (g/cm ³)
S-01	5	0.1	0.03	11.31	20.30	1.72
S-02	4.5	0.08	0.02	16.17	24.70	1.70
S-04	5	0.14	0.04	14.57	25.17	1.62

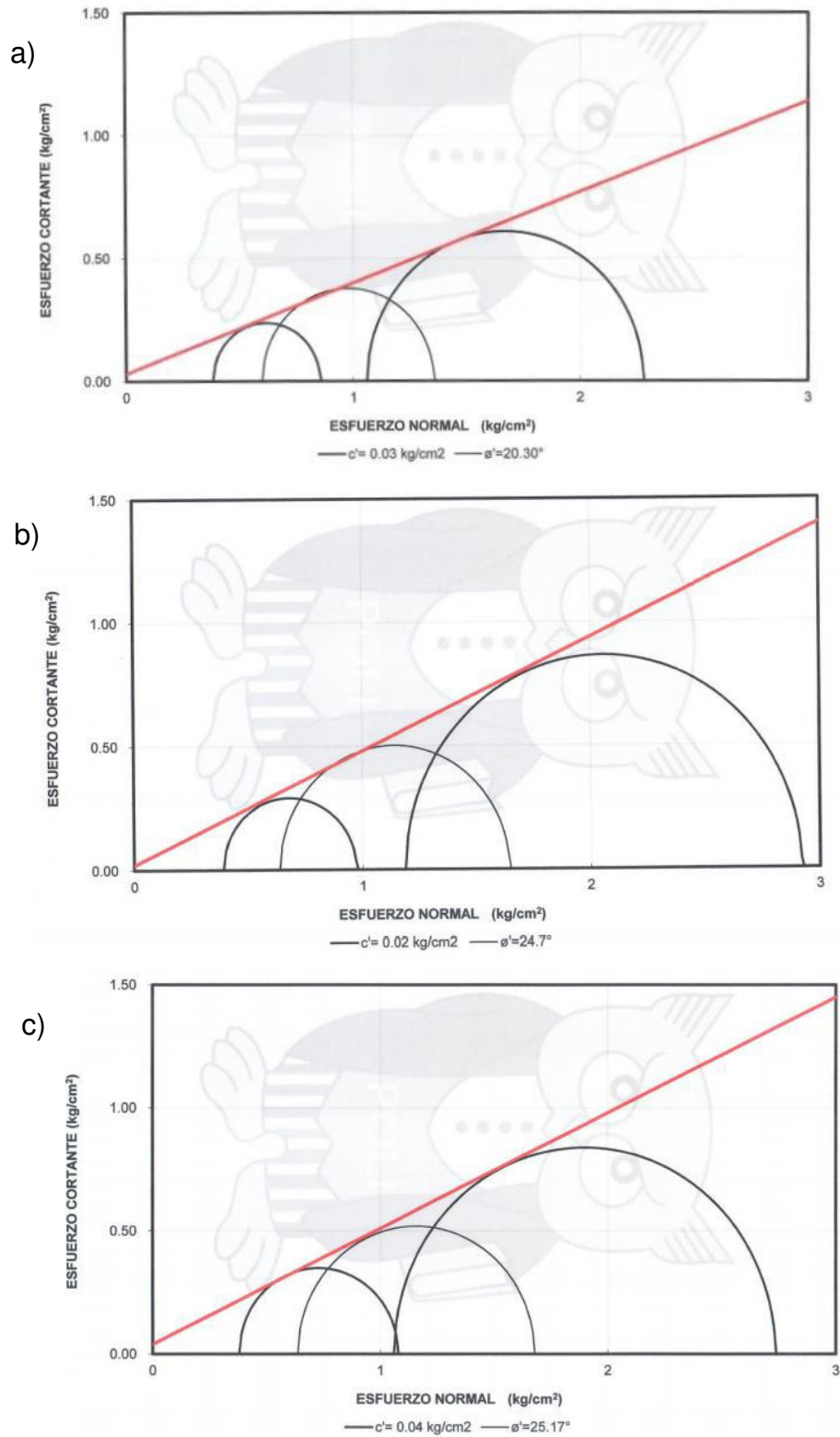
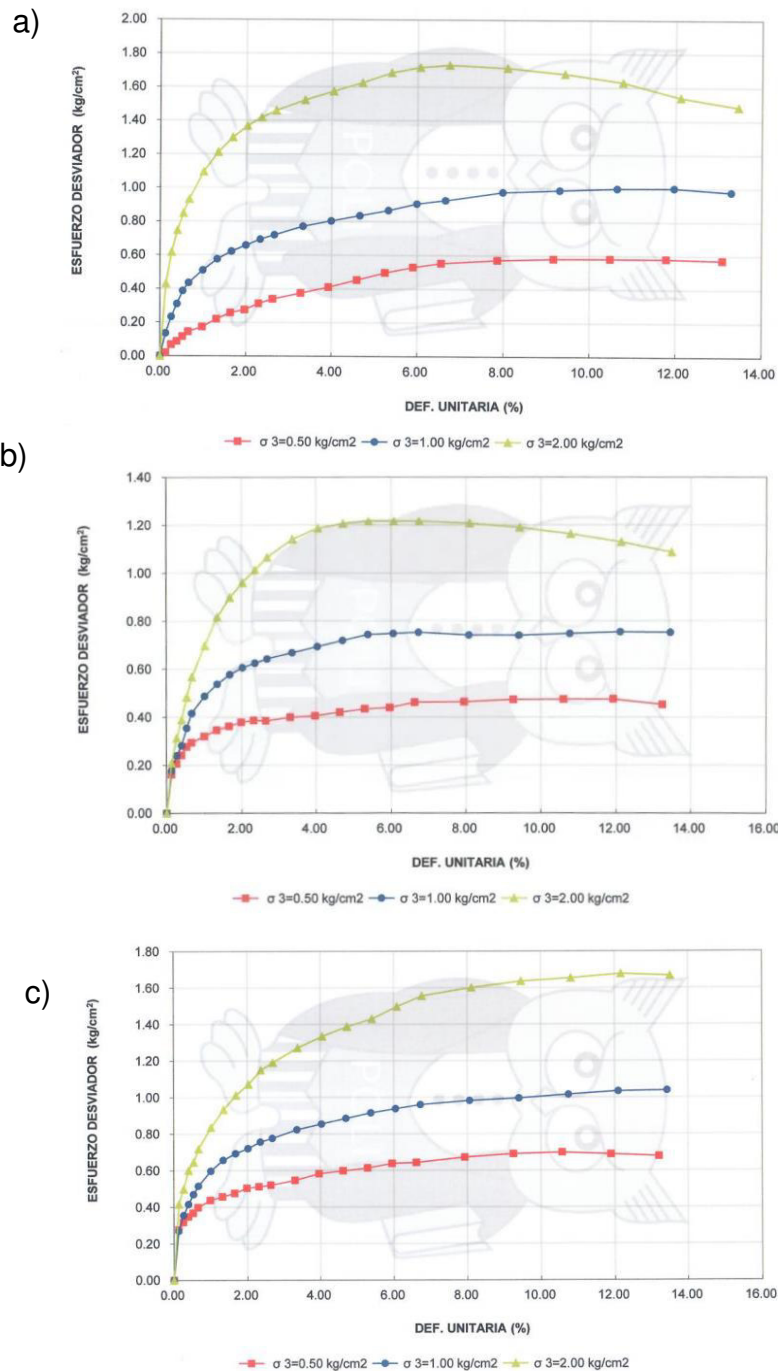


Figura 5.6. Circulos de Mohr para esfuerzos efectivos para las muestras a) S-01, b) S-02 y c) S-04

En la figura 5.7 se presenta las gráficas de esfuerzo deformación para las muestras ensayadas, las cuales presentan fallamiento de tipo plástico, además se puede observar el esfuerzo máximo al cual el suelo empieza a deformarse.



5.5 COLUMNAS GEOTÉCNICAS

Las columnas geotécnicas representadas en la figura 5.8 se realizaron a partir de los datos obtenidos en los ensayos realizados en laboratorio y muestran los tipos de suelos que predominan en la zona. En los primeros 15 m del subsuelo se encuentran por lo general suelos limosos-arcillosos (MH) de alta plasticidad y alta deformabilidad, mientras que entre los 15 m a 30 m de profundidad se encuentran suelos arenosos-limosos (SM) y suelos limosos-arcillosos (ML) de baja plasticidad y baja deformabilidad.

Durante los ensayos de campo, si se pudo identificar la presencia del nivel freático y se lo encontró en las profundidades que se indica en la tabla 4.1.

Durante los trabajos de campo, en los sondeos S-01 y S-03 se encontraron estratos de suelos muy compactos y consolidados, por cuanto no se pudo continuar con la perforación del suelo para alcanzar la potencia de los 30m.

Los limos y arenas encontrados, están asociados a depósitos de tipo fluvial y aluvial formados por la erosión de las laderas del valle de Portoviejo. Por otro lado, el contenido de arcillas, presente en las muestras, es producto de la meteorización de las lutitas de las formaciones Villingota, Ónzole y Dos Bocas que se encuentran en la zona. En algunas muestras se observaron arenas acompañadas de gravas, las cuales pueden pertenecer a paleocanales.

En la figura 5.8 se observa la gráfica de N_{60} vs profundidad, la cual muestra que los valores de N_{60} van aumentando con la profundidad y los valores más altos coinciden con suelos más compactos y en este caso pueden ser suelos de tipo SM o MH.

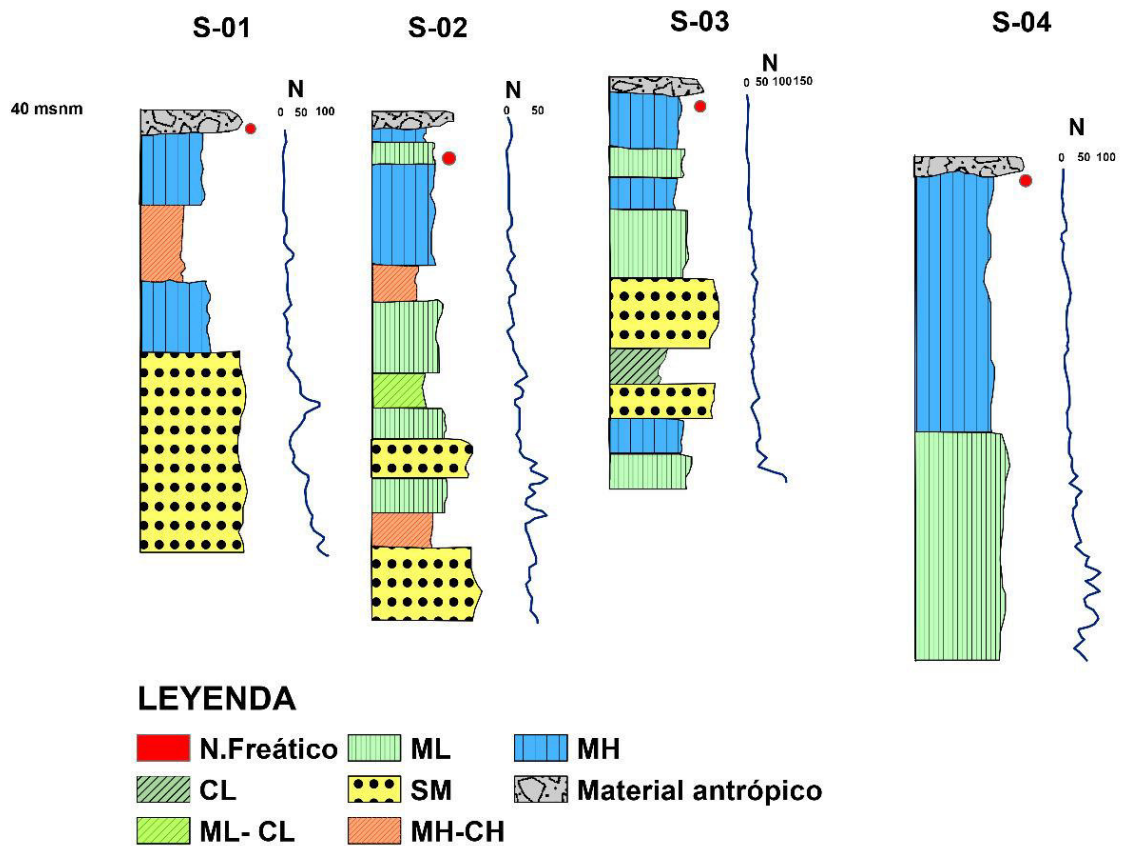


Figura 5.8. Columnas geotécnicas

5.6 MAPA DE MICROZONIFICACIÓN GEOTECNICO

El mapa de microzonificación geotécnico se ha realizado en base a mapas de interpolación con los datos de las propiedades físico-mecánicas de los suelos como: el contenido de humedad, el número de golpes obtenidos en el ensayo SPT, el índice de consistencia y la clasificación SUCS. Los mapas de interpolación se han realizado con los datos homogenizados para las profundidades de 0 a 10 m y de 10 a 20 m y se han añadido también a estos mapas los datos obtenidos durante los sondeos realizados por el Área de Mecánica de Suelos y Geotécnica-PUCE en el año 2017 y que fueron analizados por Alvarado (2017), sus ubicaciones se encuentran detalladas en la tabla 4.2.

En las figuras 5.9 y 5.10 se observa el mapa de interpolación del contenido de humedad, y se puede apreciar la distribución espacial de esta propiedad en la zona para las profundidades de 0 a 10 m y de 10 a 20 m respectivamente. Este mapa nos indica que en los primeros 10 m de profundidad existe una mayor concentración de la humedad en el suelo, obteniendo valores mayores a 42% en las zonas más próximas al río Portoviejo, las cuales son las más bajas y se localizan entre los 30 a 40 msnm. Para el sondeo P17 encontramos una baja concentración de humedad menor al 30% debido a que este suelo está conformado por arenas de tipo SM con una alta compacidad y una menor capacidad de retención de agua. De 10 a 20 m de profundidad el contenido de humedad baja encontrando valores en su mayoría de entre 30% al 40%, los valores más altos se encuentran asociados a los suelos más próximos al río Portoviejo.

En las figuras 5.11 y 5.12 se observa el mapa de interpolación para el número de golpes obtenidos durante el ensayo SPT, estos valores se han correlacionado según la figura 3.10 para conocer la compacidad del suelo. Para los primeros 10 m de profundidad los suelos presentan baja y media compacidad con valores de N_{60} entre 2 a 8. De 10 a 20 m de profundidad los valores de N_{60} son mayores a 8 indicando la presencia de suelos compactos, para los puntos S-01 y P17 los valores de N_{60} son mayores a 15 referentes a suelos muy compactos y en este caso están asociados a arenas de tipo SM.

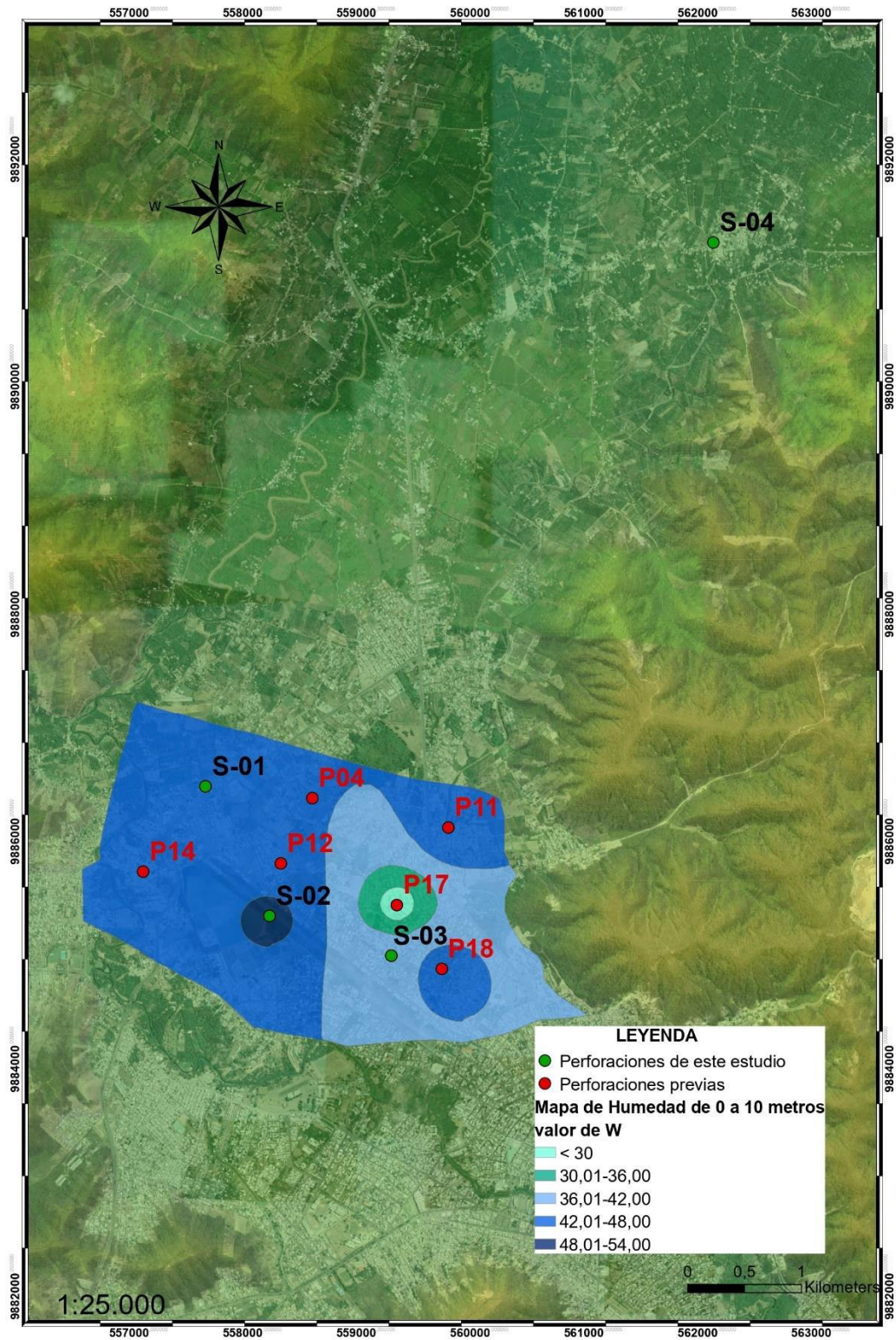


Figura 5.9. Mapa de humedad de 0 a 10 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo

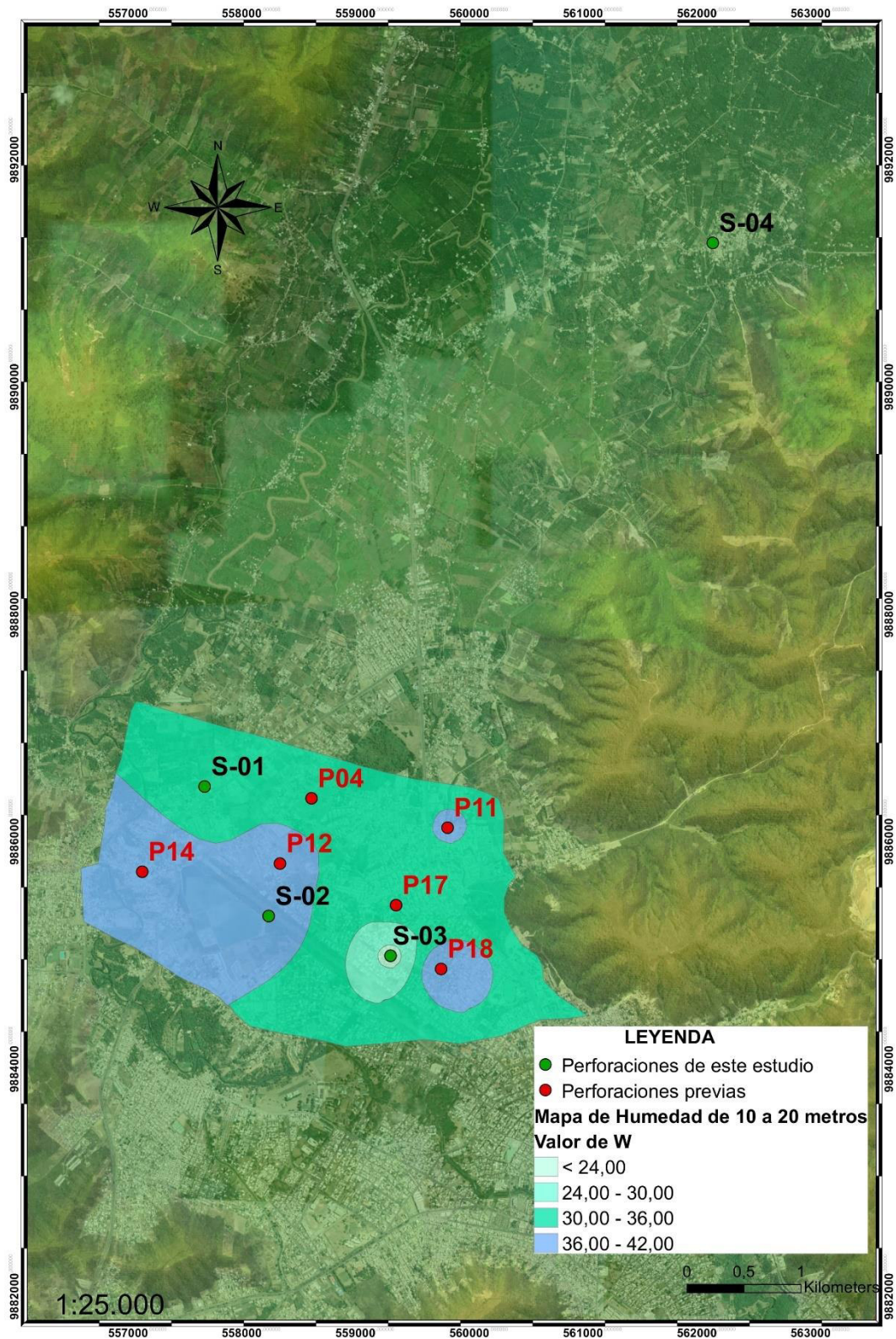


Figura 5.10. Mapa de humedad de 10 a 20 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo

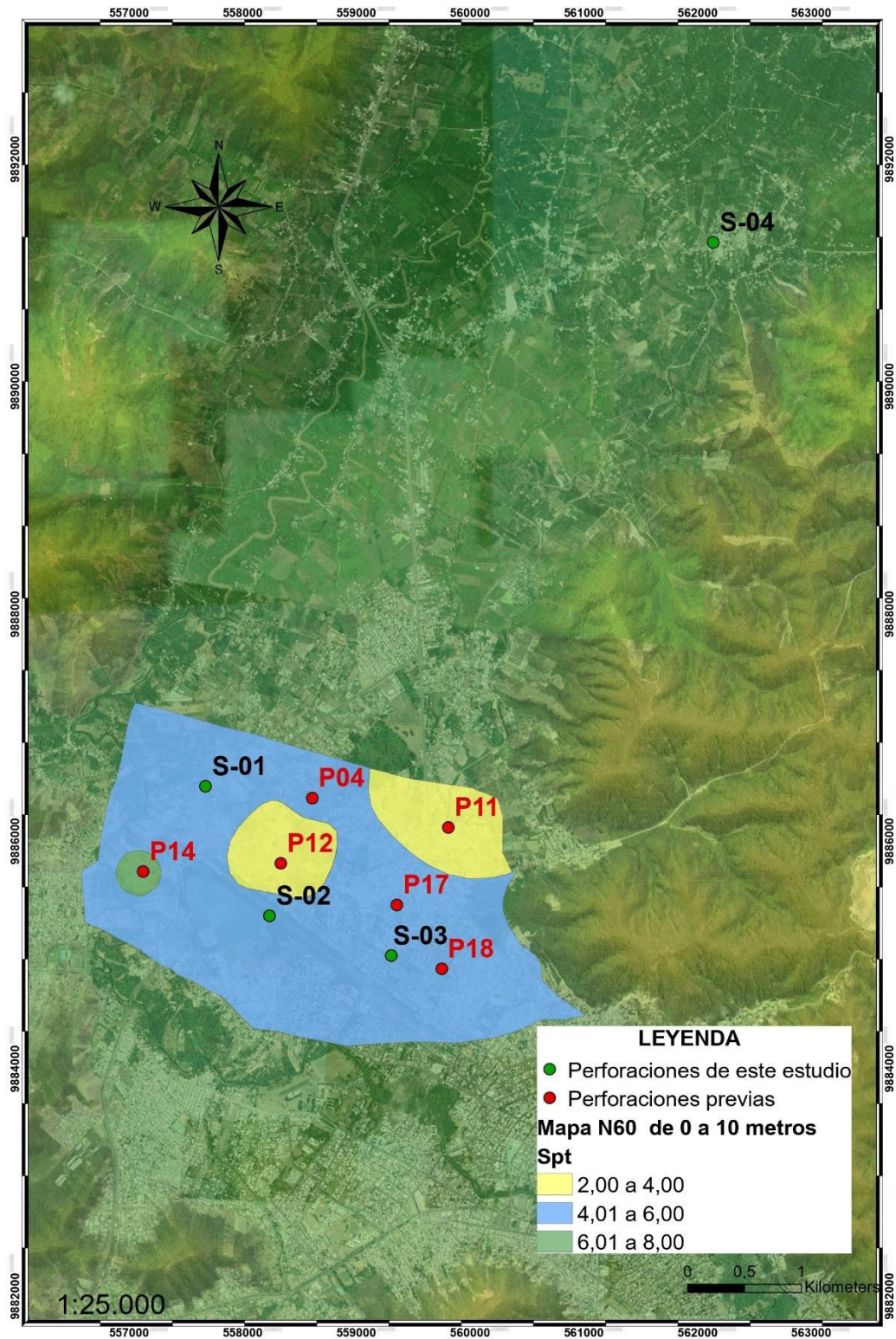


Figura 5.11. Mapa de número de golpes obtenidos durante ensayos SPT de 0 a 10 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo

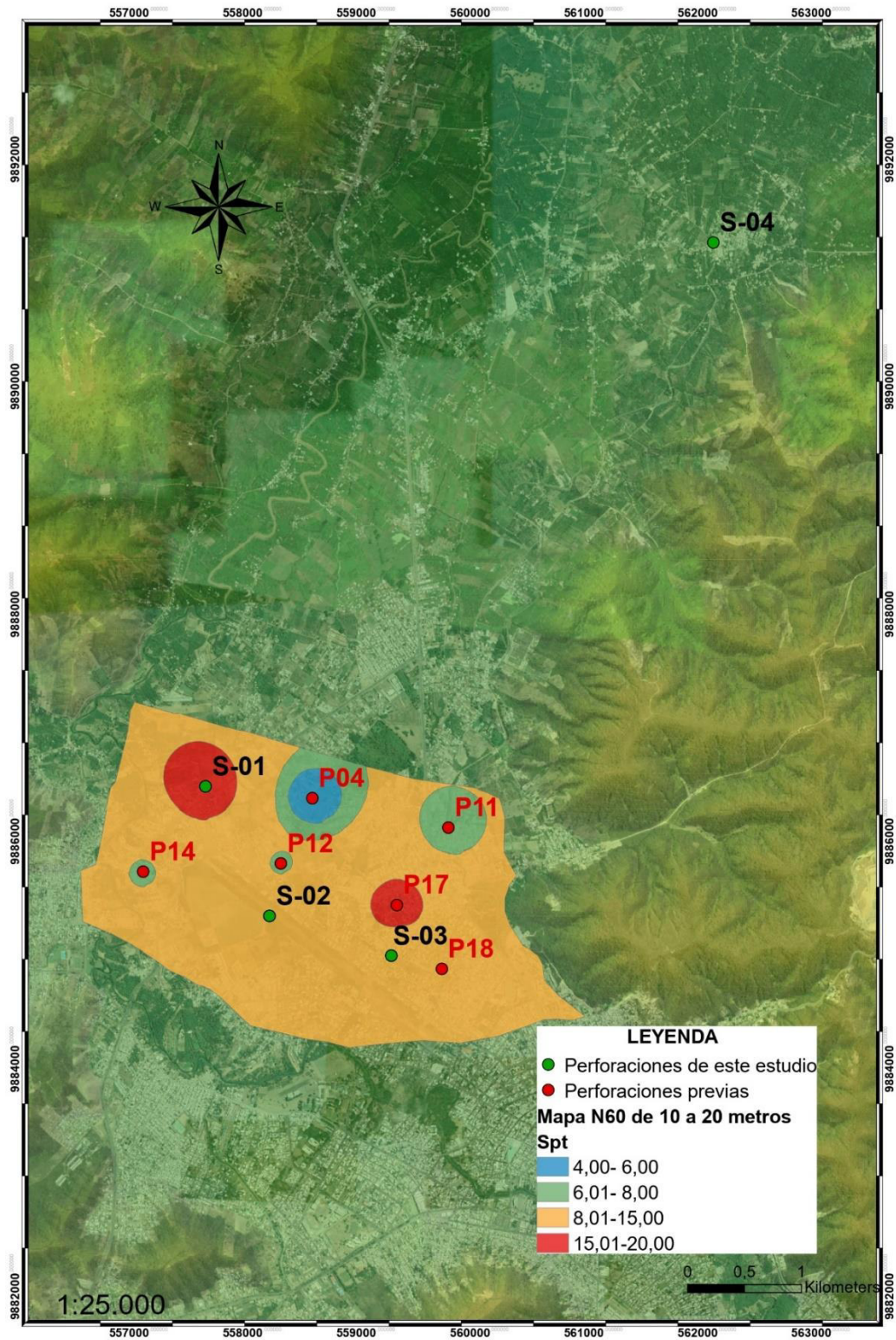


Figura 5.12. Mapa de número de golpes obtenidos durante ensayos SPT de 10 a 20 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo

Para obtener el mapa de microzonificación también se tomó en cuenta el índice de consistencia (IC) que permite conocer que tan firme es un suelo según la tabla 3.2. En las figuras 5.13 y 5.14 se muestran los mapas de interpolación para el índice de consistencia para los suelos de 0 a 10 m y de 10 a 20 m respectivamente, de 0 a 10 m en su mayoría los suelos son blandos con valores de IC entre 0.50 y 0.75, en los sondeos S-02 y P11 se han encontrado suelos con comportamiento semilíquido con valores IC entre 0 y 0.25 y en los sondeos S-01 y P17 suelos firmes con índices de consistencia entre 0.75 y 1. De 10 a 20 m de profundidad se hacen presentes suelos más firmes y duros con valores IC mayores a 0.75, para los sondeos P12, P17 y S-03 se observan suelos muy blandos con índices de consistencia en 0.25 y 0.50.

Los suelos blandos suelen actuar como amplificadores de ondas sísmicas, lo cual puede generar efectos de sitio y provocar daños en las estructuras de obras civiles, además favorecen para que se desencadenen fenómenos de licuación en los suelos, generando asentamientos en las construcciones.

En las figuras 5.15 y 5.16 se muestran los mapas de interpolación para la clasificación de los suelos de 0 a 10 m y de 10 a 20 m de profundidad, en los cuales se aprecia la predominancia de suelos blandos limo-arcillosos de alta plasticidad y alta deformabilidad de tipo MH. De 0 a 10 m de profundidad se observa que dentro de la zona analizada para los sondeos P11, P12, P17 y P18 se encontraron suelos limo-arcillosos de baja plasticidad de tipo ML. De 10 a 20 m de profundidad se encuentran en su mayoría suelos de tipo MH, para los sondeos S-01, S-03 y P17 se encontraron suelos arenosos de tipo SM mucho más compactos, y suelos limo-arcillosos de baja plasticidad de tipo ML en los sondeos P12 y S-02.

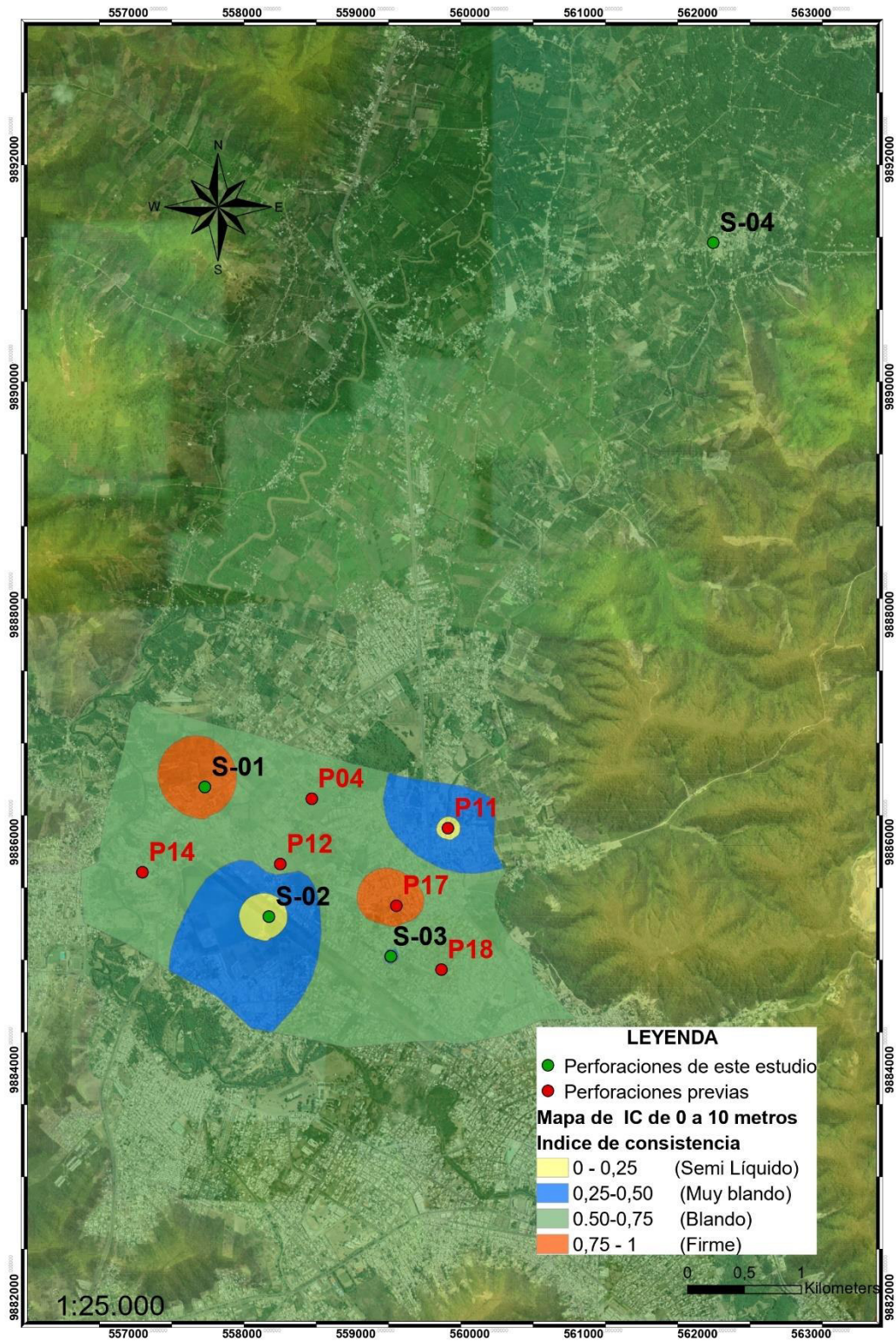


Figura 5.13. Mapa del índice de consistencia de 0 a 10 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo

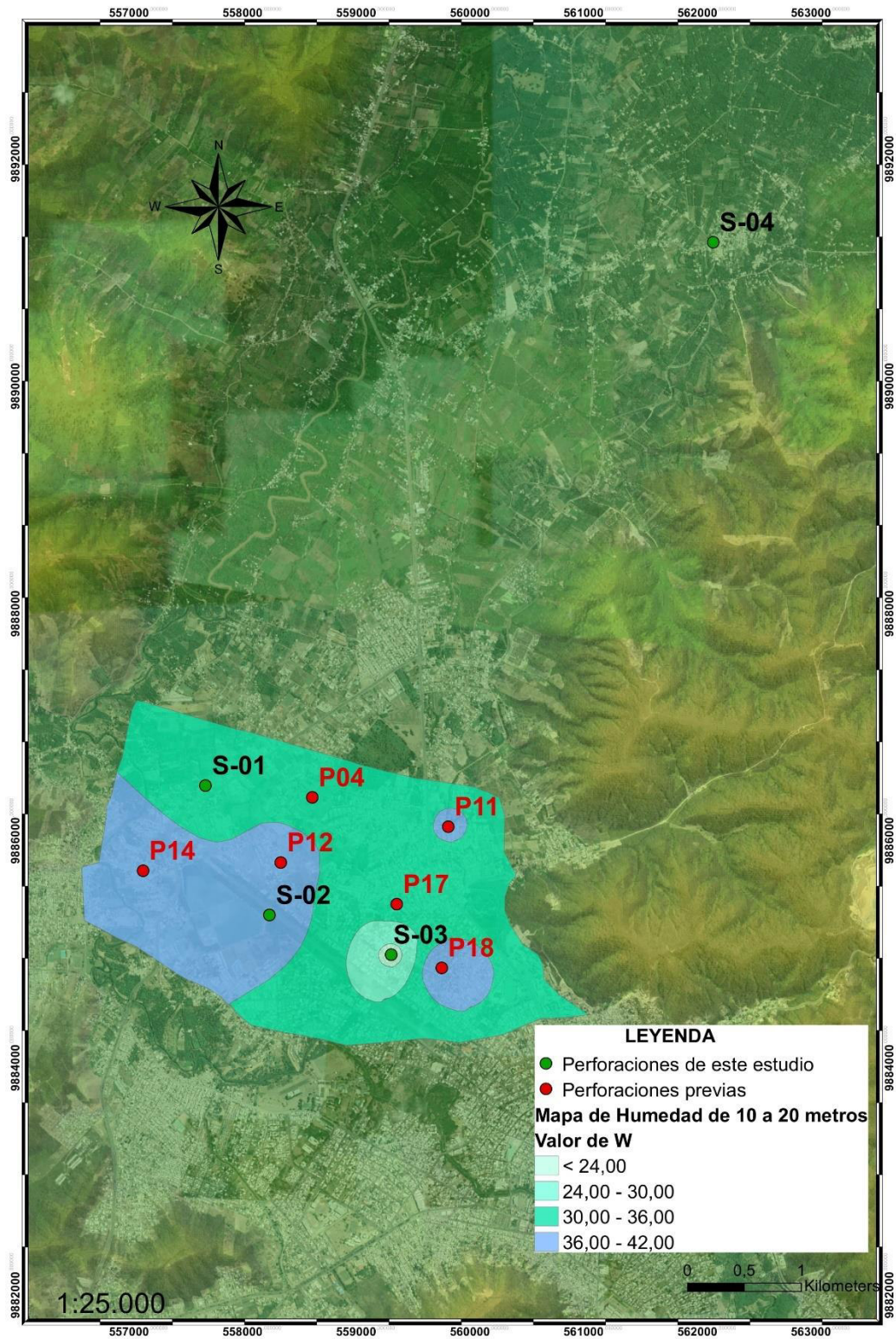


Figura 5.14. Mapa del índice de consistencia de 10 a 20 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo

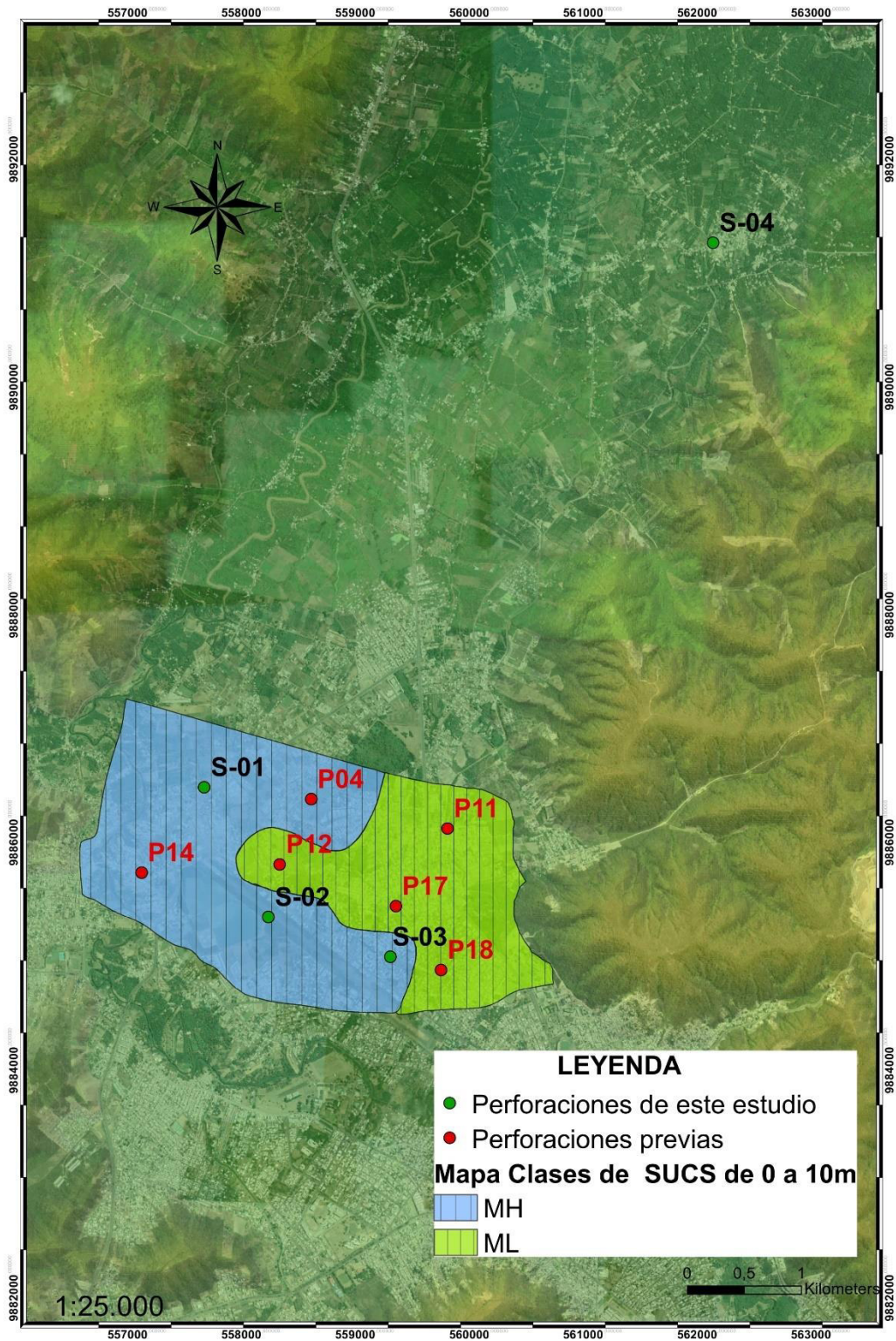


Figura 5.15. Mapa de clasificación SUCS de 0 a 10 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo

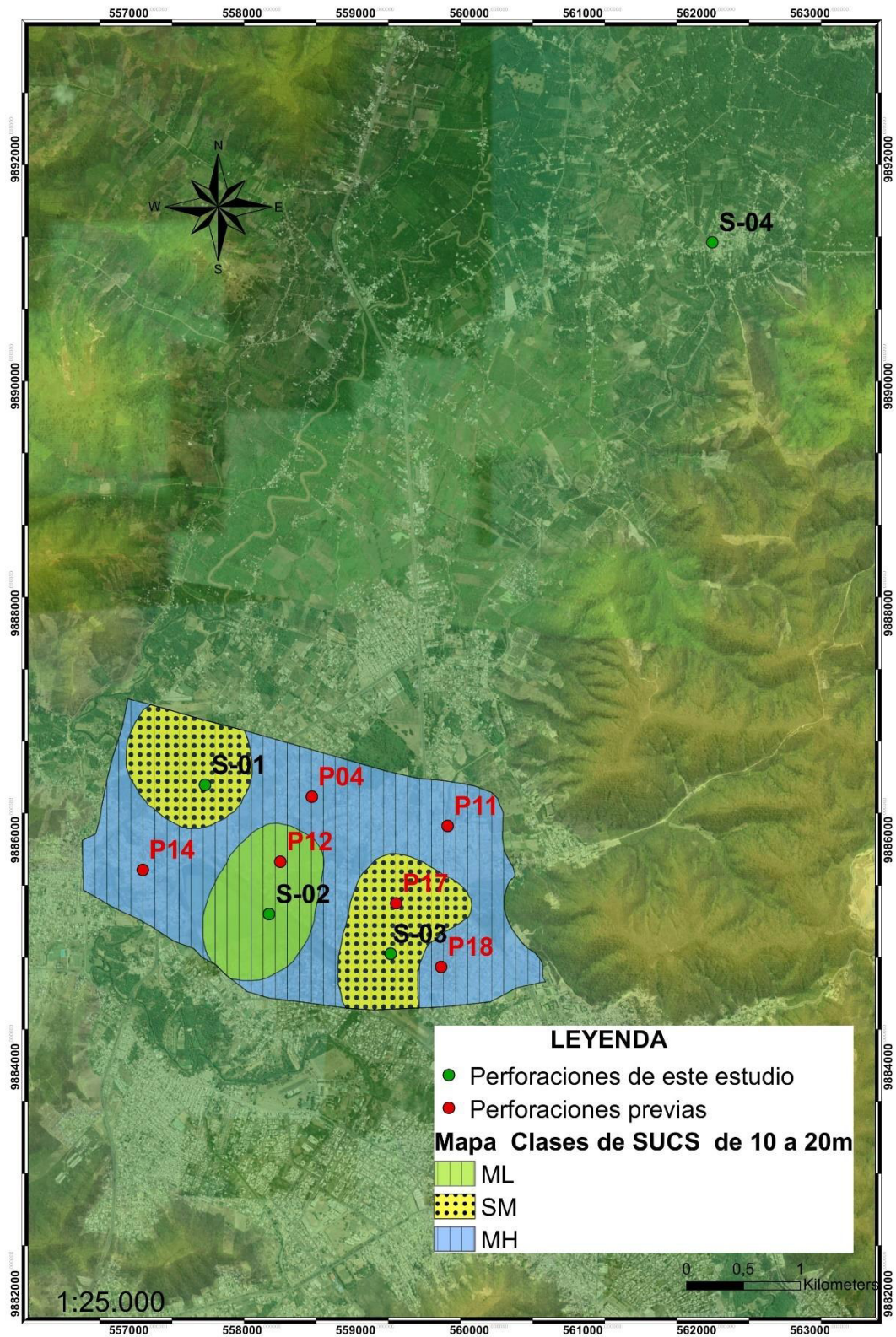


Figura 5.16. Mapa de clasificación SUCS de 10 a 20 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo

Una vez realizados los mapas de interpolación, se asignó un valor que permita definir la calidad del suelo según las propiedades analizadas, estos valores se muestran en la tabla 5.5, y muestran que los suelos de calidad 1 presentan valores bajos de IC, altos contenidos de humedad y valores bajos de N60, representando a un suelo semilíquido con una muy baja compacidad, siendo suelos poco favorables para la construcción de obras civiles. Por otro lado, los suelos de calidad 5 presentan valores altos de IC, bajo porcentaje de humedad y valores altos valores de N60 que representan a suelos firmes y muy compactos con características favorables para el emplazamiento de las cimentaciones de obras civiles.

Tabla 5.5. Clasificación de los suelos según su calidad

CALIDAD SUELO	IC	W (%)	CLAS. SUCS	N60
1	0.00-0.25	48.00-54.00	CL	2.00-4.00
2	0.25-0.50	42.00-48.00	MH	4.01-6.00
3	0.50-0.75	36.00-42.00	ML	6.01-8.00
4	0.75-1.00	30.00-36.00	SM	8.01-15.00
5	>1.00	<30.00	GM	15.01-20.00

De esta manera se procedió a realizar nuevamente los mapas de interpolación con esta reclasificación según los valores asignados de calidad del suelo, a continuación, se realizó una superposición de mapas para determinar las zonas que presentan características similares y delimitarlas, obteniendo como resultado los mapas de microzonificación de 0 a 10 m y de 10 a 20 m de profundidad que se muestran en las figuras 5.17 y 5.18 respectivamente.

Para el mapa de microzonificación de 0 a 10 m de profundidad se han definido 2 microzonas (MZ1 y MZ2) caracterizadas por suelos de calidad 1 y 2, los cuales debido a sus propiedades físico-mecánicas presentadas en la tabla 5.5, son poco favorables ya que están representadas por suelos semilíquidos y muy blandos con altos contenidos de humedad poco compactos, lo cual los hace menos resistentes al corte en presencia de cargas externas.

En el mapa de microzonificación de 10 a 20 m de profundidad se identifican 3 microzonas (MZ1, MZ2 y MZ3) caracterizadas por suelos de calidad 1, 2 y 3 los cuales están representados por suelos semilíquidos, muy blandos y blandos con altos contenidos de humedad con compacidad baja y media.

Todas estas características tienen que ser tomadas en cuenta al momento de diseñar los cimientos y estructuras de nuevas construcciones en el desarrollo urbanístico de la ciudad, utilizando técnicas constructivas que permitan mitigar el riesgo sísmico en la zona, ya que la presencia de suelos blandos en el terreno pueden favorecer a que se desencadenen efectos de sitio y fenómenos de licuación, los cuales pueden ser perjudiciales y aumentar los daños a estructuras civiles durante un sismo.

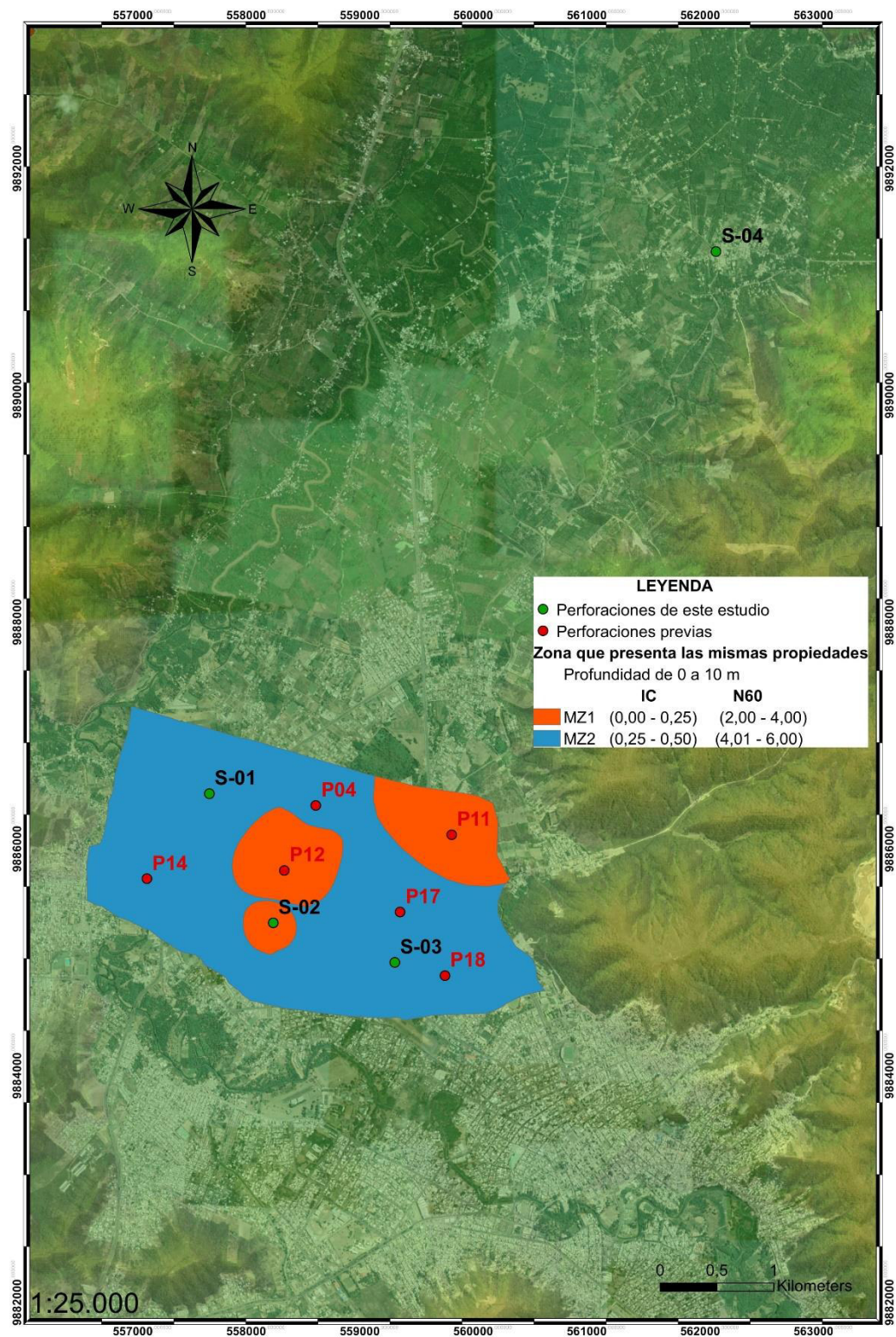


Figura 5.17. Mapa de microzonificación de 0 a 10 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo

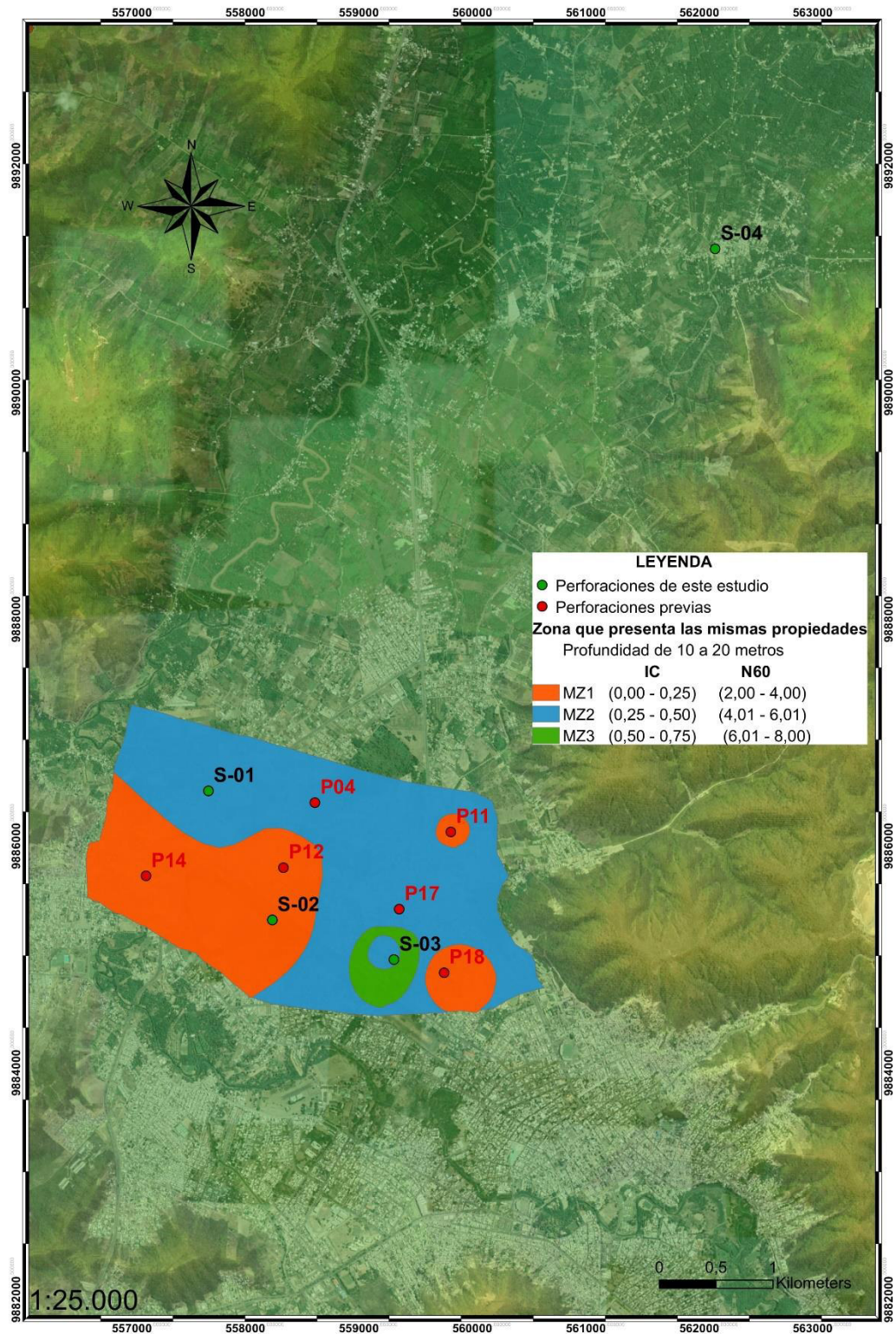


Figura 5.18. Mapa de microzonificación de 10 a 20 metros para la zona NW de la ciudad de Portoviejo

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- Los limos y arenas encontrados en las muestra, están asociados a depósitos de tipo fluvial y aluvial formados por la erosión de las laderas del valle de Portoviejo. Por otro lado, el contenido de arcillas, es producto de la meteorización de las lutitas de las formaciones Villingota, Ónzole y Dos Bocas que se encuentran en la zona. En algunas muestras se observaron arenas acompañadas de gravas, las cuales pueden pertenecer a paleocanales.
- Los análisis de las muestras recolectadas determinan que en la zona de estudio en los primeros 15 m de profundidad, predominan suelos limosos-arcillosos (MH) de alta plasticidad y alta deformabilidad, mientras que entre los 15 a 30 m de profundidad se encuentran suelos arenosos-limosos (SM) y suelos limosos-arcillosos (ML) de baja plasticidad y baja deformabilidad. Los suelos presentan en su mayoría límites líquidos mayores a 50% y límites plásticos mayores al 30%.
- Los suelos encontrados en los primeros 10 m de profundidad presentan una consistencia blanda y en algunos casos semilíquida, este tipo de suelos tienen un comportamiento poco favorable frente a eventos sísmicos ya que permite la amplificación de las ondas sísmicas produciendo un aumento considerable en los daños a estructuras civiles. Además, este tipo de suelos pueden ser susceptibles a generar fenómenos de licuación perdiendo su capacidad resistente al corte y pudiendo ocasionar subsidencias en el terreno.
- Los suelos inalterados analizados a los 5 m de profundidad mediante ensayos triaxiales confinados no drenados, presentan cohesiones y ángulos de fricción bajos, lo cual hace que estos suelos sean poco resistentes a esfuerzos cortantes y es probable que causen asentamientos de las estructuras ante la presencia de cargas muy bajas.

- El potencial de hinchamiento para los suelos encontrados en los sondeos S-01, S-02 y S-04 en los primeros 15 m de profundidad es medio a alto, los cuales en presencia de cambios en la humedad tendrían la capacidad de expandirse o contraerse generando una susceptibilidad a daños estructurales a corto o mediano plazo, principalmente a estructuras ligeras como viviendas.
- El número de golpes registrados durante los ensayos SPT, según las correlaciones de compacidad relativa, indican la presencia de suelos medianamente compactos en los primeros 10 m del subsuelo seguidos por suelos compactos y muy compactos para profundidades de entre 10 a 30 m.
- La zona analizada presenta 3 microzonas caracterizadas por suelos saturados, muy blandos y blandos con altos contenidos de humedad, con compacidad baja y media, los primeros 10 m de profundidad presenta propiedades poco favorables para la construcción de obras civiles en la zona, ya que este tipo de suelos pueden ser susceptibles a generar efectos de sitio por amplificación las ondas sísmicas y a desencadenar fenómenos de licuación aumentando el peligro sísmico de la zona. De 10 a 20 metros de profundidad los suelos son un poco más firmes y compactos, con porcentajes de humedad menores, siendo estas propiedades más favorables para la construcción de obras civiles.
- Los suelos analizados en los sondeos S-02, P12 y P11 indican la presencia de suelos semilíquidos, sueltos y con un alto porcentaje de humedad. Este tipo de suelos presentan muy baja resistencia al corte en presencia de cargas externas y pueden ser muy susceptibles a generar fenómenos de licuación, produciendo un aumento en los daños estructurales de las obras civiles durante un evento sísmico.

6.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar más campañas de sondeos en la zona norte de la ciudad que permitan concatenar la información obtenida con el análisis del ensayo realizado para el sondeo S-04 durante este trabajo y tener una microzonificación completa para toda la ciudad.
- Para obtener valores de la expansividad de un suelo es recomendable realizar ensayos de consolidación, para evaluar la capacidad portante y la capacidad de respuesta del suelo frente a esfuerzos o cargas externas.
- Para obtener una caracterización geotécnica más detallada del subsuelo, se recomienda realizar mapas de microzonificación cada 3 o 5 m de profundidad.
- Se recomienda tener en cuenta las características geológicas y geotécnicas de los suelos analizados en este estudio, para el diseño de las obras civiles a ser construidas en esta área.
- Para ampliar el análisis del peligro sísmico de la zona, se recomienda realizar estudios con investigaciones por métodos geofísicos como: sísmica de refracción, ReMi, MASW, entre otros.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alvarado, K., (2017). Mapa de Microzonificación Geotécnico y Modelo Geológico-Geotécnico 3D de la Ciudad de Portoviejo.
- ASTM-D-1586-11 Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils.
- ASTM D2488-09 Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual- Manual Procedure)
- ASTM D4318 Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils
- Baldock, J.W. (1982). Geology of Ecuador: explanatory bulletin of the national geological map of the Republic of Ecuador, 1: 1.000.00 scale 1982. Ministerio de Recursos Naturales y Energéticos, Dirección General de Geología y Minas, Quito.
- Benítez S, Ordóñez M, Zumba W (1996). Nuevas precisiones estratigráficas sobre el Cretácico del Antearco Ecuatoriano, Memorias 7mo Congreso Ecuatoriano de Geología, Minas, Petróleos y Medio Ambiente, Quito.
- Braja, M. D., Khaled, S. (2014). Principles of Geotechnical Engineering. Cengage Learning. Eighth Edition. 770p.
- BRE. (1993). Low-rise buildings on shrinkable clay soils. Building Research Establishment, Digest 240.
- Bristow, C. R. & Hoffstetter, R. (1977). Lexique Stratigraphique International; Ecuador, Second edition. Paris: Centre National de la Recherche Scientifique, 412p.
- Carter, M., Bentley, S. (2016). Soil properties and their correlations. Cardiff University, UK. Second edition. 8p.

- Crespo, C. (2010). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México D.F., México. Sexta edición. Editorial Limusa S.A.
- Chacón, D., (2018). *Geología del Cuaternario de la ciudad de Portoviejo y su zona de influencia (Escala 1:20000)*
- Egüez, A., Cajas, M., Davila, F. 1988. Distribución de Terrenos oceánicos alóctonos y de terrenos continentales en la Cordillera Occidental del Ecuador: Evidencias en las geotruvesías Otavalo – Selva Alegre y Cañar – La Troncal: *Politécnica, Monografía de Geología*, v. 13, p. 101–136.
- Enríquez, A., (2018). *Zonificación de la susceptibilidad de fenómenos en remoción en masa provocados por terremotos en la ciudad de Portoviejo*.
- Ferrari, L., Tibaldi, A. (1992). Recent and Active Tectonics of the North-Eastern Ecuadorian Andes. *J. Geodynamics* Vol. 15,1/2, pp. 39-58.
- González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid, España. Primera edición. Pearson Education.
- Gutscher M, Malavielle J, Lallemand S, Collot J. (1999). Tectonic segmentation of the North Andean margin: impact of the Carnegie Ridge collision. *Earth and Planetary Science Letters*, 168, France. pp.255-270
- Hunt, R.E. (1984). *Geotechnical Engineering Investigation Manual*. McGraw-Hill Book Co. New York.
- Jaillard, E., Ordoñez, M., Benítez, S., Berrones, G., Jiménez, N., Montenegro, G., y Zambrano, I. (1995). Basin development in an accretionary, oceanic-floored forearc setting: southern coastal Ecuador during late Cretaceous-late Eocene time, in A. J. Tankard, R. Suarez S., and H.J Welsink, *Petroleum basins of South America: AAPG Memoir 62*, pp. 615-631.
- Luzieux, L. (2007). *Origin and Late Cretaceous-Tertiary Evolution of the Ecuadorian Forearc*. Université de Lausanne. Dipl. De Géologie. DISS. ETH NO.16983, 198p.

- NEC. (2015). Cargas Sísmicas-Diseño Sismo Resistente en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Quito, 1-139.
- Pardo - Casas, F., and Molnar, P. (1987). Relative motion of the Nazca (Farallon) and South American plates since late Cretaceous time. *Tectonics*, vol. 6, NO. 3, pages 233-248.
- Pontificia Universidad Católica del Ecuador - PUCE. (2017). Estudio de las características geo mecánicas de suelos a través de perforaciones geotécnicas y ensayos de laboratorio dentro del proyecto de microzonificación sísmica de Portoviejo. Laboratorio de resistencia de materiales, mecánica de suelos, pavimentos y geotecnia.
- Reyes, P. (2013). Evolution du Relief le Long des Marges Actives: Etude de la Deformation Plio-Quaternaire de la Cordillere Cotiere D'Equateur. PhD Thesis. Universite de Nice Sophia Antipolis. 311 p.
- Reyes P., Michaud F., 2012. Mapa Geológico de la Margen Costera Ecuatoriana (1:500000). EP PetroEcuador - IRD (Eds.). Quito, Ecuador.
- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., Yepes, H. (2007). Breves fundamentos sobre los Terremotos en el Ecuador. Corporación Editora Nacional. Pp. 27-37
- Sage, F., Collot, J-Y., Ranero, C.R., 2006. Interplate patchiness and subduction erosion mechanisms: Evidence from depth migrated seismic images at the Central Ecuador convergent margin. *Geology* 4, 997-1000.
- Seed, H., Woodward, R., & Jr and Lundgren, R. (1962). Prediction of Swelling potencial for compacted Clays. *Journal ASCE, Soil Mechanics and foundation Div. ASCE*, Vol. 88, pp. 53-87.
- Singer. (2017). Características de los sedimentos. Proyecto de Microzonificación Sísmica de Portoviejo. FUNVISIS. Informe no publicado.

- SNI (Sistema Nacional de Informacion).(2012). Proyecto: “Generación de Geoinformación para la Gestión del Territorio a Nivel Nacional. 1: 25.000” Cantón Portoviejo. Memoria Técnica - Clima e Hidrología. 24p.
- Suárez, J. (2009). Deslizamientos. Análisis Geotécnico. Tomo 1. Bucaramanga Colombia. Publicaciones UIS.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. Ed. John Wiley and Sons, New York.
- Trenkamp, R., Kellogg, J.N., Freymuller, J.T., Mora, H.P., 2002. Wide plate margin deformation, South Central America and Northwestern South America. CASA GPS observations. *Journal of South American Earth Sciences* 15, 157–171
- Vallejo, C. et al., 2009. Mode and timing of terrane accretion in the forearc of the Andes in Ecuador. *The Geological Society of America, Volumen Memoir* 204.
- Winkler, W., Villagómez, D., Spikings, R., Abegglen, P., Tobler, St., Egeuz, A. (2005). The Chota basin and its significance for the inception and tectonic setting of the inter-Andean depression in Ecuador. *Journal of South American Earth Sciences* 19, 5-19.

ANEXOS

ANEXO I
PROPIEDADES FISICO-MECANICAS DE LOS SUELOS ENSAYADOS

Tabla AI 1. Propiedades físico-mecánicas para los suelos del sondeo S-01

SONDEO	PROF. (m)		CLAS. SUCS	W	% finos	LL	LP	IP	IL	IC	Consistencia	Carga Admisible (Tn/m ²)	Plasticidad	POTENCIAL DE HINCHAMIENTO				
	DESDE	HASTA												A	B	C	D	
S-01	0	2	MH	42	99.5	73	42	31	0.00	1.00	Firme	>10	Alta	Alto	Alto	Medio	Medio	
	2	4	MH	49	95.8	70	49	21	0.00	1.00	Firme	>10	Alta	Medio	Medio	Medio	Medio	
	4	6	MH	39	86.1	65	36	29	0.10	0.90	Firme	10.00		Medio	Alto	Medio	Medio	
	6	8	MH-CH	39	88.6	87	38	49	0.02	0.98	Firme	10.00	Muy alta	Alto	Muy alto	Alto	Alto	
	8	10	MH-CH	51	90.3	73	34	39	0.44	0.56	Blanda	4.00	Alta	Alto	Alto	Medio	Medio	
	10	12	MH	53	96.1	72	53	19	0.00	1.00	Firme	>10	Media	Medio	Medio	Bajo	Bajo	
	12	14	MH	39	86.3	64	40	24	-0.04	1.04	Dura	>10	Alta	Medio	Medio	Medio	Medio	
	14	16	SM	24	13.8	-								No presenta				
	16	18	SM	17	21.2									No presenta				
	18	20	SM	29	25.8									No presenta				
	20	22	-	-	-									No presenta				
	22	24	SM	37	36.3									No presenta				
24	25.5	SM	27	41.8									No presenta					

Tabla AI 2. Propiedades físico-mecánicas para los suelos del sondeo S-02

SONDEO	PROF. (m)		CLAS. SUCS	W	% finos	LL	LP	IP	IL	IC	Consistencia	Carga Admisible (Tn/m ²)	Plasticidad	POTENCIAL DE HINCHAMIENTO				
	DESDE	HASTA												A	B	C	D	
S-02	0	2	MH										-					
	2	4	ML	42	79.3	43	32	11	0.91	0.09	Semilíquida	0.00	Media	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo	
	4	6	MH										-					
	6	8	MH	49	82.4	56	36	20	0.65	0.35	Muy Blanda	0.00	Alta	Medio	Medio	Medio	Medio	
	8	10	MH	61	98.7	59	39	20	1.10	-0.10	Líquida	0.00	Alta	Medio	Medio	Medio	Medio	
	10	12	MH-CH	50	97.3	73	35	38	0.39	0.61	Blanda	4.00	Alta	Alto	Alto	Medio	Medio	
	12	14	ML	54	97.4	49	36	13	1.38	-0.38	Líquida	0.00	Media	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo	
	14	16	ML	26	53.1									No presenta				
	16	18	ML-CL	31	55.6	36	27	9	0.44	0.56	Blanda	4.00	Baja	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo	
	18	20	ML	34	76.9									No presenta				
	20	22	SM	25	41.9									No presenta				
	22	24	ML	30	51.5									No presenta				
	24	26	MH-CH	43	93.6	71	36	35	0.20	0.80	Firme	10.00	Alta	Alto	Alto	Medio	Medio	
	26	28	SM	24	33.6									No presenta				
28	30	SM	32	45.6									No presenta					

Tabla AI 3. Propiedades físico-mecánicas para los suelos del sondeo S-03

SONDEO	PROF. (m)		CLAS. SUCS	W	% finos	LL	LP	IP	IL	IC	Consistencia	Carga Admisible (Tn/m ²)	Plasticidad	POTENCIAL DE HINCHAMIENTO			
	DESDE	HASTA												A	B	C	D
S-03	0	2	MH	20	81.6	50	32	18	-0.67	1.67	Dura	>10	Media	Medio	Medio	Bajo	Bajo
	2	4	MH	55	93.7	52	34	18	1.17	-0.17	Líquida	0.00	Media	Medio	Medio	Bajo	Bajo
	4	6	ML	47	95.8	44	32	12	1.25	-0.25	Líquida	0.00	Media	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo
	6	8	MH	51	93.5	51	28	23	1.00	0.00	Líquida	0.00	Alta	Alto	Medio	Medio	Medio
	8	10	ML	30	71.7								No presenta				
	10	12	ML	23	60.1								No presenta				
	12	14	SM	21	43.1								No presenta				
	14	16	SM	18	25.4								No presenta				
	16	18	CL	25	71.7	44	25	19	0.00	1.00	Firme	10.00	Media	Medio	Medio	Bajo	Bajo
	18	20	SM	26	25.2								No presenta				
	20	22	MH	46	95.7	94	41	53	0.09	0.91	Firme	10.00	Muy alta	Muy Alto	Muy Alto	Alto	Alto
22	24	ML	24	49.6								No presenta					

Tabla AI 4. Propiedades físico-mecánicas para los suelos del sondeo S-04

SONDEO	PROF. (m)		CLAS SUCS	W	% finos	LL	LP	IP	IL	IC	Consistencia	Carga Admisible (Tn/m2)	Plasticidad	POTENCIAL DE HINCHAMIENTO				
	DESDE	HASTA												A	B	C	D	
S-04	0	2	MH															
	2	4	MH	44	94.8	51	43	8	0.13	0.88	Firme	10.00	Baja	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo	
	4	6	MH	44	96.2	67	42	25	0.08	0.92	Firme	10.00	Alta	Alto	Alto	Medio	Medio	
	6	8	ML	49	69.5	45	36	9	1.44	-0.44	Líquida	0.00	Baja	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo	
	8	10	MH	47	82.2	62	38	24	0.38	0.63	Blanda	4.00	Alta	Alto	Medio	Medio	Medio	
	10	12	MH	46	96.7	90	43	47	0.06	0.94	Firme	10.00	Muy alta	Muy Alto	Muy Alto	Alto	Alto	
	12	14	MH	46	96.7	61	39	22	0.32	0.68	Blanda	4.00	Alta	Alto	Medio	Medio	Medio	
	14	16	MH	36	78.2	79	40	39	-0.10	1.10	Dura	>10	Alta	Alto	Alto	Medio	Medio	
	16	18	ML	46	97.5	36	28	8	2.25	-1.25	Fluida	0.00	Baja	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo	
	18	20	ML	33	55.8									No presenta				
	20	22	ML	28	78.5	41	28	13	0.00	1.00	Firme	10.00	Media	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo	
	22	24	ML	34	91.7	48	29	19	0.26	0.74	Blanda	4.00	Media	Medio	Medio	Bajo	Bajo	
	24	26	ML	33	89.2	38	29	9	0.44	0.56	Blanda	4.00	Baja	Bajo	Bajo	Bajo	Bajo	
	26	28	ML	27	75.8	43	29	14	-0.14	1.14	Dura	>10	Media	Medio	Bajo	Bajo	Bajo	
28	30	ML	29	81.2									No presenta					

ANEXO II

CORRELACIONES DEL ENSAYO SPT

Tabla II 1. Correlaciones del ensayo SPT para el sondeo S-01

SONDEO	PROF. (m)		N1	N2	N3	NSPT	N60	qu	Rp	eadm
	DESDE	HASTA								
S-01	0	0.5	3	3	4	7	5.25	0.42	21	0.525
	0.5	1	4	4	4	8	6	0.48	24	0.6
	1	1.5	4	4	3	7	5.25	0.42	21	0.525
	1.5	2	2	1	1	2	1.5	0.12	6	0.15
	2	2.5	2	1	2	3	2.25	0.18	9	0.225
	2.5	3	3	2	1	3	2.25	0.18	9	0.225
	3	3.5	2	2	3	5	3.75	0.3	15	0.375
	3.5	4	3	2	2	4	3	0.24	12	0.3
	4	4.5	4	3	2	5	3.75	0.3	15	0.375
	4.5	5	2	3	2	5	3.75	0.3	15	0.375
	5	5.5	3	3	3	6	4.5	0.36	18	0.45
	5.5	6	4	3	5	8	6	0.48	24	0.6
	6	6.5	5	5	6	11	8.25	0.66	33	0.825
	6.5	7	3	2	3	5	3.75	0.3	15	0.375
	7	7.5	3	4	5	9	6.75	0.54	27	0.675
	7.5	8	12	15	15	30	22.5	1.8	90	2.25
	8	8.5	5	5	5	10	7.5	0.6	30	0.75
	8.5	9	5	6	6	12	9	0.72	36	0.9
	9	9.5	4	7	7	14	10.5	0.84	42	1.05
	9.5	10	6	7	5	12	9	0.72	36	0.9
	10	10.5	3	6	6	12	9	0.72	36	0.9
	10.5	11	8	9	12	21	15.75	1.26	63	1.575
	11	11.5	3	3	3	6	4.5	0.36	18	0.45
	11.5	12	6	6	8	14	10.5	0.84	42	1.05
	12	12.5	3	4	6	10	7.5	0.6	30	0.75
	12.5	13	6	8	12	20	15	1.2	60	1.5
13	13.5	6	6	7	13	9.75	0.78	39	0.975	
13.5	14	10	10	14	24	18	1.44	72	1.8	
14	14.5	6	6	8	14	10.5	0.84	42	1.05	
14.5	15	10	12	16	28	21	1.68	84	2.1	
15	15.5	8	18	26	44	33	2.64	132	3.3	
15.5	16	24	28	27	55	41.25	3.3	165	4.125	
16	16.5	18	22	30	52	39	3.12	156	3.9	
16.5	17	39	52	56	108	81	6.48	324	8.1	
17	17.5	24	28	35	63	47.25	3.78	189	4.725	
17.5	18	21	30	32	62	46.5	3.72	186	4.65	
18	18.5	24	14	18	32	24	1.92	96	2.4	
18.5	19	14	11	11	22	16.5	1.32	66	1.65	
19	19.5	8	7	11	18	13.5	1.08	54	1.35	
19.5	20	14	15	17	32	24	1.92	96	2.4	
20	20.5	10	11	14	25	18.75	1.5	75	1.875	
20.5	21	14	27	35	62	46.5	3.72	186	4.65	
21	21.5	31	40	35	75	56.25	4.5	225	5.625	
21.5	22	30	30	30	60	45	3.6	180	4.5	
22	22.5	25	30	32	62	46.5	3.72	186	4.65	
22.5	23	26	28	40	68	51	4.08	204	5.1	
23	23.5	35	39	45	84	63	5.04	252	6.3	
23.5	24	26	36	42	78	58.5	4.68	234	5.85	
24	24.5	50	38	50	88	66	5.28	264	6.6	
24.5	25	56	58	60	118	88.5	7.08	354	8.85	
25	25.5	31	59	40	99	74.25	5.94	297	7.425	
25.5	26	60			130	97.5	7.8	390	9.75	

Tabla II 2. Correlaciones del ensayo SPT para el sondeo S-02

SONDEO	PROF. (m)		N1	N2	N3	NSPT	N60	qu	Rp	σadm
	DESDE	HASTA								
S-02	0.5	1	3	3	4	7	5.25	0.42	21	0.53
	1	1.5	4	4	4	8	6	0.48	24	0.60
	1.5	2	4	4	3	7	5.25	0.42	21	0.53
	2	2.5	2	1	1	2	1.5	0.12	6	0.15
	2.5	3	2	1	2	3	2.25	0.18	9	0.23
	3	3.5	3	2	1	3	2.25	0.18	9	0.23
	3.5	4	2	2	3	5	3.75	0.3	15	0.38
	4	4.5	3	2	2	4	3	0.24	12	0.30
	4.5	5	4	3	2	5	3.75	0.3	15	0.38
	5	5.5	2	3	2	5	3.75	0.3	15	0.38
	5.5	6	3	3	3	6	4.5	0.36	18	0.45
	6	6.5	4	3	5	8	6	0.48	24	0.60
	6.5	7	5	5	6	11	8.25	0.66	33	0.83
	7	7.5	3	2	3	5	3.75	0.3	15	0.38
	7.5	8	3	4	5	9	6.75	0.54	27	0.68
	8	8.5	4	4	5	9	6.75	0.54	27	0.68
	8.5	9	7	7	8	15	11.25	0.9	45	1.13
	9	9.5	2	2	3	5	3.75	0.3	15	0.38
	9.5	10	3	4	5	9	6.75	0.54	27	0.68
	10	10.5	4	3	5	8	6	0.48	24	0.60
	10.5	11	6	7	7	14	10.5	0.84	42	1.05
	11	11.5	3	2	3	5	3.75	0.3	15	0.38
	11.5	12	4	4	5	9	6.75	0.54	27	0.68
	12	12.5	4	5	6	11	8.25	0.66	33	0.83
	12.5	13	5	6	7	13	9.75	0.78	39	0.98
	13	13.5	1	2	3	5	3.75	0.3	15	0.38
	13.5	14	1	6	7	13	9.75	0.78	39	0.98
	14	14.5	5	5	6	11	8.25	0.66	33	0.83
	14.5	15	7	8	11	19	14.25	1.14	57	1.43
	15	15.5	10	14	12	26	19.5	1.56	78	1.95
15.5	16	13	17	16	33	24.75	1.98	99	2.48	
16	16.5	6	7	8	15	11.25	0.9	45	1.13	
16.5	17	15	15	13	28	21	1.68	84	2.10	
17	17.5	5	6	8	14	10.5	0.84	42	1.05	
17.5	18	9	11	11	22	16.5	1.32	66	1.65	
18	18.5	12	11	11	22	16.5	1.32	66	1.65	
18.5	19	12	11	14	25	18.75	1.5	75	1.88	
19	19.5	6	8	10	18	13.5	1.08	54	1.35	
19.5	20	11	11	15	26	19.5	1.56	78	1.95	
20	20.5	8	8	12	20	15	1.2	60	1.50	
20.5	21	13	17	30	47	35.25	2.82	141	3.53	
21	21.5	12	15	21	36	27	2.16	108	2.70	
21.5	22	34	30	36	66	49.5	3.96	198	4.95	
22	22.5	23	17	19	36	27	2.16	108	2.70	
22.5	23	20	22	22	44	33	2.64	132	3.30	
23	23.5	15	16	16	32	24	1.92	96	2.40	
23.5	24	19	28	34	62	46.5	3.72	186	4.65	
24	24.5	13	14	15	29	21.75	1.74	87	2.18	
24.5	25	16	17	18	35	26.25	2.1	105	2.63	
25	25.5	11	13	22	35	26.25	2.1	105	2.63	
25.5	26	22	18	22	40	30	2.4	120	3.00	
26	26.5	16	20	25	45	33.75	2.7	135	3.38	
26.5	27	23	21	26	47	35.25	2.82	141	3.53	
27	27.5	13	18	17	35	26.25	2.1	105	2.63	
27.5	28	18	19	20	39	29.25	2.34	117	2.93	
28	28.5	15	15	16	31	23.25	1.86	93	2.33	
28.5	29	19	19	21	40	30	2.4	120	3.00	
29	29.5	19	19	18	37	27.75	2.22	111	2.78	
29.5	30	19	21	20	41	30.75	2.46	123	3.08	

Tabla II 3. Correlaciones del ensayo SPT para el sondeo S-03

SONDEO	PROF. (m)		N1	N2	N3	NSPT	N60	qu	Rp	σ_{adm}
	DESDE	HASTA								
S-03	0	0.5						0	0	0.00
	0.5	1	4	4	4	8	6	0.48	24	0.60
	1	1.5	1	2	2	4	3	0.24	12	0.30
	1.5	2	2	2	2	4	3	0.24	12	0.30
	2	2.5	1	1	1	2	1.5	0.12	6	0.15
	2.5	3	1	1	1	2	1.5	0.12	6	0.15
	3	3.5	1	1	1	2	1.5	0.12	6	0.15
	3.5	4	1	1	1	2	1.5	0.12	6	0.15
	4	4.5	1	1	1	2	1.5	0.12	6	0.15
	4.5	5	2	2	2	4	3	0.24	12	0.30
	5	5.5	2	2	2	4	3	0.24	12	0.30
	5.5	6	2	2	3	5	3.75	0.3	15	0.38
	6	6.5	1	2	2	4	3	0.24	12	0.30
	6.5	7	2	2	4	6	4.5	0.36	18	0.45
	7	7.5	3	3	4	7	5.25	0.42	21	0.53
	7.5	8	4	6	9	15	11.25	0.9	45	1.13
	8	8.5	3	5	6	11	8.25	0.66	33	0.83
	8.5	9	8	8	12	20	15	1.2	60	1.50
	9	9.5	5	7	9	16	12	0.96	48	1.20
	9.5	10	10	10	12	22	16.5	1.32	66	1.65
	10	10.5	3	10	11	21	15.75	1.26	63	1.58
	10.5	11	10	13	15	28	21	1.68	84	2.10
	11	11.5	7	6	7	13	9.75	0.78	39	0.98
	11.5	12	9	16	21	37	27.75	2.22	111	2.78
	12	12.5	6	10	14	24	18	1.44	72	1.80
	12.5	13	13	12	17	29	21.75	1.74	87	2.18
	13	13.5	6	12	11	23	17.25	1.38	69	1.73
	13.5	14	11	14	13	27	20.25	1.62	81	2.03
14	14.5	10	10	10	20	15	1.2	60	1.50	
14.5	15	11	11	14	25	18.75	1.5	75	1.88	
15	15.5	9	10	10	20	15	1.2	60	1.50	
15.5	16	11	11	13	24	18	1.44	72	1.80	
16	16.5	7	7	11	18	13.5	1.08	54	1.35	
16.5	17	10	12	14	26	19.5	1.56	78	1.95	
17	17.5	5	8	10	18	13.5	1.08	54	1.35	
17.5	18	11	12	16	28	21	1.68	84	2.10	
18	18.5	13	15	19	34	25.5	2.04	102	2.55	
18.5	19	22	20	21	41	30.75	2.46	123	3.08	
19	19.5	7	8	7	15	11.25	0.9	45	1.13	
19.5	20	13	12	14	26	19.5	1.56	78	1.95	
20	20.5	14	15	17	32	24	1.92	96	2.40	
20.5	21	18	19	21	40	30	2.4	120	3.00	
21	21.5	19	21	23	44	33	2.64	132	3.30	
21.5	22	19	16	17	33	24.75	1.98	99	2.48	
22	22.5	20	25	44	69	51.75	4.14	207	5.18	
22.5	23	13	10	20	30	22.5	1.8	90	2.25	
23	23.5	28	65	58	123	92.25	7.38	369	9.23	
23.5	24	44	-	-	130	97.5	7.8	390	9.75	

Tabla II 4. Correlaciones del ensayo SPT para el sondeo S-04

SONDEO	PROF. (m)		N1	N2	N3	NSPT	N60	qu	Rp	σadm
	DESDE	HASTA								
S-04	0	0.5	9	4	2	6	4.5	0.36	18	0.45
	0.5	1	2	2	2	4	3	0.24	12	0.30
	1	1.5	1	1	1	2	1.5	0.12	6	0.15
	1.5	2	1	1	1	2	1.5	0.12	6	0.15
	2	2.5	1	1	1	2	1.5	0.12	6	0.15
	2.5	3	1	1	1	2	1.5	0.12	6	0.15
	3	3.5	2	3	5	8	6	0.48	24	0.60
	3.5	4	5	5	6	11	8.25	0.66	33	0.83
	4	4.5	1	1	1	2	1.5	0.12	6	0.15
	4.5	5	2	4	3	7	5.25	0.42	21	0.53
	5	5.5	1	1	2	3	2.25	0.18	9	0.23
	5.5	6	3	2	2	4	3	0.24	12	0.30
	6	6.5	3	2	4	6	4.5	0.36	18	0.45
	6.5	7	6	8	6	14	10.5	0.84	42	1.05
	7	7.5	4	6	9	15	11.25	0.9	45	1.13
	7.5	8	3	9	12	21	15.75	1.26	63	1.58
	8	8.5	8	8	12	20	15	1.2	60	1.50
	8.5	9	5	7	8	15	11.25	0.9	45	1.13
	9	9.5	6	6	5	11	8.25	0.66	33	0.83
	9.5	10	3	8	7	15	11.25	0.9	45	1.13
	10	10.5	4	8	9	17	12.75	1.02	51	1.28
	10.5	11	7	6	7	13	9.75	0.78	39	0.98
	11	11.5	9	8	7	15	11.25	0.9	45	1.13
	11.5	12	4	4	5	9	6.75	0.54	27	0.68
	12	12.5	4	5	6	11	8.25	0.66	33	0.83
	12.5	13	5	6	7	13	9.75	0.78	39	0.98
	13	13.5	6	4	9	13	9.75	0.78	39	0.98
	13.5	14	6	6	7	13	9.75	0.78	39	0.98
	14	14.5	7	8	7	15	11.25	0.9	45	1.13
	14.5	15	5	5	6	11	8.25	0.66	33	0.83
15	15.5	6	6	8	14	10.5	0.84	42	1.05	
15.5	16	3	4	6	10	7.5	0.6	30	0.75	
16	16.5	6	8	12	20	15	1.2	60	1.50	
16.5	17	6	6	7	13	9.75	0.78	39	0.98	
17	17.5	5	6	8	14	10.5	0.84	42	1.05	
17.5	18	9	11	11	22	16.5	1.32	66	1.65	
18	18.5	11	10	10	20	15	1.2	60	1.50	
18.5	19	12	17	20	37	27.75	2.22	111	2.78	
19	19.5	8	8	12	20	15	1.2	60	1.50	
19.5	20	13	17	30	47	35.25	2.82	141	3.53	
20	20.5	12	15	21	36	27	2.16	108	2.70	
20.5	21	12	15	21	36	27	2.16	108	2.70	
21	21.5	9	10	15	25	18.75	1.5	75	1.88	
21.5	22	14	14	16	30	22.5	1.8	90	2.25	
22	22.5	23	17	19	36	27	2.16	108	2.70	
22.5	23	20	22	22	44	33	2.64	132	3.30	
23	23.5	15	16	16	32	24	1.92	96	2.40	
23.5	24	19	28	34	62	46.5	3.72	186	4.65	
24	24.5	30	25	30	55	41.25	3.3	165	4.13	
24.5	25	36	44	44	88	66	5.28	264	6.60	
25	25.5	27	27	29	56	42	3.36	168	4.20	
25.5	26	31	34	52	86	64.5	5.16	258	6.45	
26	26.5	29	27	21	48	36	2.88	144	3.60	
26.5	27	26	25	33	58	43.5	3.48	174	4.35	
27	27.5	51	50	36	86	64.5	5.16	258	6.45	
27.5	28	36	37	39	76	57	4.56	228	5.70	
28	28.5	17	17	21	38	28.5	2.28	114	2.85	
28.5	29	26	28	29	57	42.75	3.42	171	4.28	
29	29.5	13	16	19	35	26.25	2.1	105	2.63	
29.5	30	21	24	30	54	40.5	3.24	162	4.05	

ANEXO III

**PROPIEDADES FISICO-MECANICAS DE LOS SUELOS ANALIZADOS EN ESTUDIOS PREVIOS EN EL
NW DE LA CIUDAD DE PORTOVIEJO**

Tabla III 5. Propiedades físico-mecánicas de los suelos analizados en estudios previos en el NW de la ciudad de Portoviejo

SONDEO	PROF. (m)		CLAS. SUCS	W	% finos	LL	LP	IP	IL	IC	Consistencia	Plasticidad	N	N60	qu	Rp	σ_{adm}
	DESDE	HASTA															
P04	0	10	MH	42	98	51	36	15	0.40	0.60	Blanda	Media	5.5	4.13	0.41	16.50	0.41
	10	20	MH										5.4	4.05	0.41	16.20	0.41
	20	30	ML	35	80	44	29	15	0.40	0.60	Blanda	Medio	9.7	7.28	0.73	29.10	0.73
P11	0	10	ML	46	97	49	36	13	0.77	0.23	Semilíquida	Media	3.2	2.40	0.24	9.60	0.24
	10	20	MH	36.25	73.25	78.5	47.5	31	-0.36	1.36	Dura	Alta	8.8	6.60	0.66	26.40	0.66
	20	30	MH	41	94.67	78	43.33	34.67	-0.07	1.07	Dura	Alta	23.3	17.48	1.75	69.90	1.75
P12	0	10	ML	42.5	97.5	51.5	34.5	17	0.47	0.53	Blanda	Media	2.8	2.10	0.21	8.40	0.21
	10	20	ML	37.8	85.2	40.4	30.8	9.6	0.73	0.27	Muy Blanda	Baja	10.3	7.73	0.77	30.90	0.77
	20	30	SM	30	21							No Presenta	17.6	13.20	1.32	52.80	1.32
P14	0	10	MH	45	95	52	40	12	0.42	0.58	Blanda	Media	8.3	6.23	0.62	24.90	0.62
	10	20	MH	41.25	97	54.33	37.66	16.67	0.22	0.78	Firme	Media	10.4	7.80	0.78	31.20	0.78
	20	30	SM	39.33	82.67	73	37.33	35.67	0.06	0.94	Firme	Alta	13	9.75	0.98	39.00	0.98
P17	0	10	ML	27	14	35	27	8	0.00	1.00	Firme	Baja	8	6.00	0.60	24.00	0.60
	10	20	SM	31	49	36	24	12	0.58	0.42	Muy Blanda	Media	23.3	17.48	1.75	69.90	1.75
	20	30	SM	26	47	57	34	23	-0.35	1.35	Dura	Alta	21	15.75	1.58	63.00	1.58
P18	0	10	ML	44	99.5	59	36	23	0.35	0.65	Blanda	Alta	6.2	4.65	0.47	18.60	0.47
	10	20	MH	40	97.7	91	38	53	0.04	0.96	Firme	Muy Alta	13.4	10.05	1.01	40.20	1.01
	20	30	MH	28	72.5	75	28	47	0.00	1.00	Firme	Muy Alta	17.1	12.83	1.28	51.30	1.28