



**FACULTAD DE INGENIERÍA, ARQUITECTURA Y
URBANISMO**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA
CIVIL**

TESIS

**DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS
GEOTÉCNICOS MEDIANTE ENSAYO DE
PENETRACIÓN ESTÁNDAR Y CORTE DIRECTO EN
LA HABILITACIÓN URBANA FUNDO LA PEÑA-
LAMBAYEQUE, 2018**

Para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

Autor

Bach. Castrejón Ramírez, Ana Cecilia

Asesora de Investigación

Dra. Sotomayor Nunura, Gioconda del Socorro

Línea de Investigación

Ingeniería de Procesos

Pimentel – Perú

2018

TESIS

**“DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE
ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR Y CORTE DIRECTO EN LA
HABILITACIÓN URBANA FUNDO LA PEÑA-LAMBAYEQUE, 2018”**

Aprobado por:

Dra. Sotomayor Nunura, Gioconda del Socorro

Asesora de Investigación

Dr. Coronado Zuloeta, Omar

Presidente del jurado de tesis

Mg. Muñoz Pedro, Sócrates

Secretario del jurado de tesis

Mg. Marín Bardales, Noé Humberto

Vocal del jurado de tesis

DEDICATORIA

A Dios

Por darme la oportunidad de vivir y ponerme distintos retos y obstáculos en el camino.

A mis padres

Dávila Torres, Timoteo y Ramírez Falla, Erlinda, este logro también es de ellos porque gracias a su comprensión, esfuerzo y su trabajo cotidiano, estoy aquí, en la culminación de un gran paso en mi carrera profesional. Por inculcarme que con humildad, paciencia y sabiduría toda es posible.

A mi Esposo e hijo

Montes Pinedo, Marco Antonio y Eduardo, uno de los pilares fundamentales de mi vida, por el apoyo y por la confianza brindada.

Ana Cecilia

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por bendecirme siempre y permitir llegar a la culminación de mi tesis, a la Universidad Señor de Sipán, Ingenieros y a su vez docentes; que plasmaron sus conocimientos y experiencias en el campo laboral, a nuestro técnico Wilson Olaya de LEM - USS, por brindarme apoyo en los distintos ensayos elaborados.

De igual manera a mi asesor especialista Mg. Muñoz Pérez, Sócrates Pedro y mí asesora metodológica Mg. Guerrero Millones, Ana María, por sus esfuerzo, empeño y dedicación y su vasto conocimiento han logrado en mí poder culminar mi informe de investigación.

Por último como olvidar al Dr. Coronado Zuloeta, Omar, quién con su constante guía, consejos y recomendaciones he llegado a culminar mis estudios de pregrado.

La Autora

INDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	iv
INDICE DE CONTENIDO	v
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE TABLAS	x
CAPÍTULO I	15
INTRODUCCIÓN	15
1.1. Realidad Problemática	17
1.2. Formulación del problema	25
1.3. Hipótesis	25
1.4. Objetivos	25
1.5. Justificación	26
1.6. Alcance de la investigación	27
1.7. Metodología Empleada	27
1.8. Organización de la tesis	28
1.9. Antecedentes de la Investigación	29
1.10. Bases teóricas científicas	33
MATERIALES Y MÉTODOS	91
2.1. Tipo y Diseño de la Investigación	92
2.3. Población y muestra	93
2.4. Variables y operacionalización	93
2.5. Operacionalización	94
2.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y compatibilidad	97
2.7. Validación y confiabilidad de instrumentos	98
2.8. Procedimiento para la Recolección de Datos	99

2.9. Criterios éticos.....	99
2.10. Criterio de rigor científico	100
RESULTADOS	102
3.1. Levantamiento topográfico de la zona de estudio.....	103
3.2. Ensayos de Penetración Estándar in situ y Corte Directos para determinar los Parámetros geotécnicos.....	104
3.3. Caracterización hidromecánica de la zona de estudio.	117
3.4. Determinación de la conductividad hidráulica	132
3.5. Perfil estratigráfico basado en los datos obtenidos desde 0 m hasta 3.70 m de profundidad, incluyendo la capacidad portante de la zona de estudio.....	136
DISCUSIÓN	139
4.1. Levantamiento topográfico de la zona de estudio.....	140
4.2. Ensayos de Penetración Estándar in situ y Corte Directos para determinar los Parámetros geotécnicos.....	140
4.3. Caracterización hidromecánica de la zona de estudio.	141
4.4. Determinación de la conductividad hidráulica	144
4.5. Perfil estratigráfico basados desde 0 m hasta 3.70 m de profundidad, incluyendo la capacidad portante de la zona de estudio.	144
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	146
CONCLUSIONES.....	147
RECOMENDACIONES	149
REFERENCIAS	150
ANEXOS	154

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa del Departamento de Lambayeque	21
Figura 2: Vista en planta de la Habilitación Urbana Fundo La Peña (Google mapa, 2018)	21
Figura 3: Mapa geotécnico de Lambayeque	23
Figura 4: Vista de la Habilitación Urbana Fundo La Peña	24
Figura 5: Vista de la Habilitación Urbana Fundo La Peña – área para recreación	24
Figura 6: Vista de la Habilitación Urbana Fundo La Peña Mz G	24
Figura 7: suelos eólicos (Villalaz, 2004).....	33
Figura 8: Representación de los suelos (Villalaz, 2004).....	38
Figura 9: Estratigrafía de un sondeo (Villalaz, 2004)	38
Figura 10: Curva granulométrica de un suelo. (Fuente: Bañon, 2012.).....	48
Figura 11: Interpretación de la curva granulométrica. (Fuente: Bañon, 2012.)	48
Figura 12: juego de tamices (ELE Internacional, 1993)	49
Figura 13: Granulometría de un suelo de grano grueso (Braja, 1999).....	50
Figura 14: Límites de Atterberg.	50
Figura 15: Límites de Atterberg. (Villalaz, 1980).....	51
Figura 16: Copa de Casagrande (Villalaz, 1980)	52
Figura 17: Límite plástico en la placa de vidrio (Villalaz, 1980)	53
Figura 18: Carta de plasticidad (Villalaz, 2004)	55
Figura 19: Ecuación de Coulomb (Borselli, 2017)	57
Figura 20: Borselli, 2017.....	57
Figura 21: Cohesión de suelos finos, el limo de la izquierda se rompe y comienza a desmoronarse, mientras que la arcilla de la derecha se deforma sin ruptura (Borselli, 2017)	57
Figura 22: Cohesión de suelos finos y arcillosos	58
Figura 23: El efecto de la relación de vacío en el ángulo de fricción (ϕ) interna para varios materiales no cohesivos. (After Lambe and Whitman 1979)	58
Figura 24: Definiciones del número de vueltas del cable y del ángulo:	61
Figura 25: Muestreador de tubo partido (Manual de ensayo de materiales, 2016).....	62
Figura 26: Esquema del hincado del SPT. (Bloc del Ingeniero Civil, 2014)	64
Figura 27: Esquema general del equipo de perforación.....	64

Figura 28: Esquema general del equipo de perforación	65
Figura 29: Autora.	66
Figura 30: Cuchara partida (Crespo O, 1990)	67
Figura 31: Ensayo de SPT in situ ASTM D1586-84.....	72
Figura 32: Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad (Thornburn, 1963) (Villalaz, 1980).....	73
Figura 33: Estimación del valor de ϕ a partir del valor N en arenas (Villalaz 1980).....	74
Figura 34: Suelos y cimentaciones, Carlos Villalaz"	77
Figura 35: Dispositivo para el ensayo de corte directo (MTC, 2016, p 170).....	79
Figura 36: Aparato de corte directo (Vallejos, 2004, p. 62).....	80
Figura 37: Representación esquemática de un molde de corte (Vallejos, 2004, p. 62)	81
Figura 38: Relación de esfuerzo-deformación unitaria-cambio de volumen para ensayo drenado con arenas. (Vallejos, 2004, p. 62)	82
Figura 39: Envolvente de fallas para ensayos drenados con arena. (Vallejos, 2004)	85
Figura 40: Envolvente de fallas para ensayo drenados con arena. (Vallejos, 2004).....	86
Figura 41: Elaboración propia.....	99
Figura 42 : Detalle del procedimiento que se siguió para realizar el ensayo de corte directo según la Norma ASTM D3080, y el inicio de las mediciones de las cargas y deformaciones.....	113
Figura 43: Detalle del procedimiento que se siguió para realizar el ensayo de Contenido de Humedad Natural, según ASTM D2216.	117
Figura 44: Pesaje de las muestras alteradas para los cálculos respectivos.	118
Figura 45: Porcentajes de humedad de cada muestra del SPT (Fuente: Propia).....	119
Figura 46: Procedimiento que se siguió para el ensayo de granulométrico según la Norma ASTM D422	120
Figura 47: Curva Granulométrica SPT-01	121
Figura 48: Curva Granulométrica SPT-02	121
Figura 49: Curva Granulométrica SPT-03	122
Figura 50: Curva Granulométrica SPT-04	122
Figura 51: Curva Granulométrica SPT-05	123
Figura 52: Curva Granulométrica SPT-06	123
Figura 53: Curva Granulométrica SPT-07	124
Figura 54: Curva Granulométrica SPT-08	124

Figura 55: Curva Granulométrica SPT-09	125
<i>Figura 56:</i> Curva Granulométrica SPT-10	125
Figura 57: Curva Granulométrica SPT-11	126
Figura 58: Curva Granulométrica SPT-12	126
Figura 59: Detalle del procedimiento que se siguió para realizar el ensayo de Limite Líquido según norma ASTM D4318	127
Figura 60: Detalle del procedimiento que se siguió para realizar el ensayo de Limite plástico según norma ASTM D4318	128
Figura 61: Ensayo de permeabilidad de carga constante:	132
Figura 62: Ensayo de Penetración Estándar	136
Figura 63: Excavaciones de calicatas	137

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: <i>Tabla de valores representativos de ϕ para arenas y limos.</i>	41
Tabla 2: Volumen mínimo de los huecos de ensayo y muestras mínimas.	43
Tabla 3: Peso unitario de suelos típicos en estado natural.	43
Tabla 4: Cantidad mínima de espécimen de material húmedo.	46
Tabla 5: Tabla de cantidad mínima a ensayar según tamaño de partículas.	47
Tabla 6: Numeración y abertura de tamices	47
Tabla 7: Características de suelos según sus índices de plasticidad.....	53
Tabla 8: Clasificación SUCS se suelos.	54
Tabla 9: Comparación de los grupos de clasificación de suelos AASHTO, Unificado y FAA.	56
Tabla 10: Técnica de investigación de campo.....	66
Tabla 11: Compacidad Relativa de la Arena.	69
Tabla 12: Resistencia de los suelos cohesivos.	69
Tabla 13: <i>Resumen de los Factores de Corrección Publicados.</i>	72
Tabla 14: Relación entre Número de Golpes y Arcilla.	73
Tabla 15: Valores para el cálculo de capacidad portante para arcillas.....	74
Tabla 16: Valores para el cálculo de capacidad portante para arenas	75
Tabla 17: Relación entre ϕ y C_r	75
Tabla 18: Módulo de Poisson	76
Tabla 19: Valores de ϕ' para suelos granulares.....	85
Tabla 20: Variable Independiente	95
Tabla 21: Variable dependiente.....	96
Tabla 22: Coordenadas UTM.	103
Tabla 23: Resultados de números de golpes, ensayo SPT-01	105
Tabla 24: Resultados de números de golpes, ensayo SPT-02	105
Tabla 25: Resultados de números de golpes, ensayo SPT-03	106
Tabla 26: Resultados de números de golpes, ensayo SPT-04	106
Tabla 27: Resultados de números de golpes, ensayo SPT-05	107
Tabla 28: Resultados de números de golpes, ensayo SPT-06	108
Tabla 29: Resultados de números de golpes, ensayo SPT-07	108

Tabla 30: Resultados de números de golpes, ensayo SPT-08	109
Tabla 31: Resultados de números de golpes, ensayo SPT-9	109
Tabla 32: Resultados de números de golpes, ensayo SPT-10	110
Tabla 33: Resultados de números de golpes, ensayo SPT-11	111
Tabla 34: Resultados de números de golpes, ensayo SPT-12	111
Tabla 35: Ángulo de Fricción y Cohesión de C-1, C-2, C-3.....	114
Tabla 36: Ángulo de Fricción y Cohesión de C-4, C-5, C-6.....	114
Tabla 37: Ángulo de Fricción y Cohesión de C-7, C-8, C-9.....	115
Tabla 38: Ángulo de Fricción y Cohesión de C-10, C-11, C-12.....	116
Tabla 39: Resumen de contenido de humedad de los SPT.....	118
Tabla 40: Cuadro resumen caracterización hidromecánica (SPT-01, SPT-02).....	129
Tabla 41: Cuadro resumen caracterización hidromecánica (SPT-03, SPT-04).....	129
Tabla 42: Cuadro resumen caracterización hidromecánica (SPT-05, SPT-06).....	130
Tabla 43: Cuadro resumen caracterización hidromecánica (SPT-07, SPT-08).....	130
Tabla 44: Cuadro resumen caracterización hidromecánica (SPT-09, SPT-10).....	131
Tabla 45: Cuadro resumen caracterización hidromecánica (SPT-11, SPT-12).....	131
Tabla 46: Cuadro de Permeabilidad C-1, C-2, C-3 y C-4.	133
Tabla 47: Cuadro de Permeabilidad C-5, C-6, C-7 y C-8.	133
Tabla 48: Cuadro de Permeabilidad C-9, C-10, C-11 y C-12.	134
Tabla 49: Valores típicos de la conductividad hidráulica (Coduto, 1999).....	135
Tabla 50: Grado de permeabilidad del suelo (Whitlow, 1994)	135
Tabla 51: Resumen de los perfiles estratigráficos.....	138
Tabla 52: Pesos mínimos para ensayos de contenido de humedad. (MTC, 2016).....	142
Tabla 53: Pesos mínimos para el ensayo de granulometría de los suelos (MTC, 2006)..	143
Tabla 54: Índice de precisión para ensayo de limite líquido (MTC).....	144
Tabla 55: Índice de precisión para ensayo de limite plástico (MTC, 2006).....	144

LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

UTM	Universal Transversal Mercator
BM	Bench Mark
NTP	Norma Técnica Peruana
MTC	Ministerio de Transporte y Comunicaciones
ASTM	American Standard Testing Method
SPT	Ensayo de Penetración Estándar
C.D	Corte Directo
W	Contenido de Humedad
N	Número de golpes
FS	Factor de seguridad
N.F	Nivel freático
°C	Grados Celsius
LL	Límite Líquido
LP	Límite Plástico
IP	Índice de Plasticidad
Cu	Coefficiente de uniformidad
Cz	Coefficiente de curvatura
Ø	Ángulo de fricción interna
C	Cohesión del suelo

RESUMEN

La presente investigación se desarrolló en el distrito, provincia y región Lambayeque, en un área de 35,683.00 m². Esta investigación es cuantitativa con diseño cuasi-experimental, se realizó ensayos Especiales de Corte Directo y 12 Ensayos de Penetración Estándar (SPT) para determinar las características físicas y mecánicas de los suelos de fundación; obteniendo la capacidad portante del terreno y los parámetros geotécnicos (ángulo de fricción y cohesión), necesarios para diseñar edificaciones más seguras.

La zona de estudio tiene suelos heterogéneos según la clasificación SUCS: SP (arenas pobremente graduadas), SC (arena arcillosa), SM (arena limosa) y SP-SC (arena pobremente graduada con arcilla). En la recuperación de muestras alteradas se observó suelos en estado húmedo a 1.50 m, observando in situ filtración en la zona de estudio.

El ensayo de corte directo determinó la capacidad portante del terreno; este sector ante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud se encontraría afectado por Licuación de Arenas, cuando los suelos de fundación se encuentran saturados, por la presencia de intensas precipitaciones pluviales. La capacidad portante varía entre 0.50 kg. /cm² a 0.91 kg. /cm² con factor de seguridad 3.

Presenta la Permeabilidad media a alta tomando como gradiente hidráulica 0.50 y 1.00; la constante K es de 1.23 cm/seg a 2.66 cm/seg dando a conocer que son suelos arenosos.

Se recomienda construir Edificaciones de 2 a 3 Niveles, considerando una profundidad de cimentación de 1.50 m, y un ancho de zapata de 2.00 -3.00 m con zapatas aisladas con vigas conectoras o Vigas de Cimentación para evitar posibles asentamientos por incrementos de nivel freático, bajo la Supervisión de un profesional especialista.

Palabras claves: suelos, Ensayo de Penetración Estándar, Corte Directo, Capacidad Portante, suelos de fundación

ABSTRACT

The present investigation was developed in the district, province and Lambayeque region, in an area of 35,683.00 m²; to improve the foundations and types of floors of structures such as: common buildings.

This research is quantitative with quasi-experimental design, Special Direct Cutting Tests and 12 Standard Penetration Tests (SPT) were carried out to determine the physical and mechanical characteristics of the foundation soils; obtaining the carrying capacity of the land and the necessary parameters to design safer buildings. In the study area it has heterogeneous soils according to the SUCS classification: SP (poorly graded sands), SC (clay sand), SM (silty sand) and SP-SC (poorly graded sand with clay). In the recovery of altered samples, soils were observed in the wet state at 1.50 m, indicating filtration in the study area.

The direct cut test determined the carrying capacity of the land; This sector, faced with the occurrence of a large-scale earthquake, would be affected by Arenas Licase, when the foundation soils are saturated, due to the presence of intense rainfall. The carrying capacity varies between 0.50 kg. / cm² to 0.92 kg. / cm² with safety factor 3.

Presents the medium to high Permeability taking as 0.50 and 1.00 hydraulic gradient; the constant K is 1.23 cm / sec at 2.66 cm / sec, revealing that they are sandy soils.

It is recommended to build buildings of 2 to 3 levels, considering a depth of foundation of 1.50 m, and a shoe width of 2.00 -3.00 m with insulated footings with connecting beams or foundation beams to avoid possible settlements due to increases in water table, low Supervision of a specialist professional.

Keywords: Floors, Standard Penetration Test, Direct Cutting, Bearing Capacity, Foundation Floors

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

En los inicios de la historia, el suelo ha estado en estrecha relación con la vida del hombre, si bien fue recién a principios del siglo XIX que la importancia y dimensiones de las construcciones y edificios en general exigió un mayor conocimiento de las propiedades y características del suelo, de modo de poder utilizar mejor su capacidad portante y controlar los asentamientos. Muchos fueron los eminentes físicos e investigadores pioneros de la mecánica de suelos, entre los cuales se pueden mencionar a CA. Coulomb en 1773 y a W.J. Rankine en 1885, quienes a pesar de contar inicialmente sólo con instrumentos y equipos de poca precisión, tuvieron la aguda visión de la problemática que involucra el comportamiento de los suelos, y permitieron signar el futuro de esta rama de la ingeniería. (Hgz, 2011)

En la época actual, la construcción de todo tipo de obras civiles demanda un buen control de calidad en todas sus etapas, tanto de diseño como de construcción, lo que implica el conocimiento de las propiedades y del comportamiento de los distintos materiales involucrados, entre los cuales se encuentra el suelo. Los suelos son el material de construcción más antiguo y complejo, debido a su gran diversidad y a sus características mecánicas, las cuales se ven afectadas directamente por factores externos presentes en el lugar donde se localizan.

Sin duda la mayoría de los proyectos en la actualidad requiere un estudio meticuloso y estricto de las condiciones del terreno. En geotecnia se sabe que es imprescindible primeramente conocer los parámetros resistentes del suelo, dichos el ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión de las partículas de suelo.

Centrados en esto y si bien existen variados métodos de obtener estos valores, en particular informe de investigación se centrara en Determinar los parámetros geotécnicos mediante un ensayo in-situ de Penetración Estándar o SPT y un ensayo de laboratorio de Corte Directo.

El ensayo de penetración estándar (SPT), es un ensayo in situ de penetración por medio de golpeteo que define parámetros de diseño geotécnico. La finalidad de estudiar los ensayos de penetración estándar de forma localizada es para poder interpretar si los valores y métodos utilizados que tanto afectan el diseño final y cuál sería el método apropiado para trabajar en una zona determinada.

Por otro lado la finalidad de los ensayos de corte directo realizados en el laboratorio, es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en terreno producto de la aplicación de una carga.

Se realizaron ensayos de CD al mismo tipo de arena pero con distintas densidades.

En particular se hará una comparación entre los resultados de corte directo y ensayo SPT a muestras representativas.

En la Habilitación Urbana Fundo La Peña, existen patologías registradas en muchas edificaciones a consecuencia de falta de estudios de mecánica de suelos para la determinación de la capacidad portante del suelo, para el diseño de cimentaciones superficiales y profundas, es por ello, que esta investigación ha determinado una zonificación geotécnica en la ciudad delimitando las zonas más críticas en base a sus parámetros físicos, mecánicos.

1.1. Realidad Problemática

1.1.1. Nivel Internacional.

Samphors , Suched & Thirapong (2014) aseguran que se ha podido evidenciar que en la ciudad de Camboya no existen estudios sobre las propiedades geotécnicas del suelos, para mejorar los problemas de construcción y mantenimiento de fundaciones, pavimentos, presas, canales, que están sujetos a cambios. Con respecto a las propiedades geotécnicas, hay dos consideraciones importantes a ser estudiadas o examinadas: si la construcción causara deformación excesiva del suelo y/o inestabilidad debido al corte; es por ello que en la ciudad de Phnom Penh (Camboya); a su vez se han realizado numerosos investigaciones superficiales para diferentes proyectos comerciales en Phnom Penh, no hay un estudio exhaustivo e intento de centralizar esto se han emprendido actividades sin éxito; sin embargo se han registrado daños cuantiosos (temblores, terremotos, suelos licuables) por fallas naturales. Por lo tanto, una comprensión de la compresibilidad y los comportamientos de resistencia al corte de los suelos es un factor importante en el análisis y diseño geotécnico. Para mejorar esto en la ciudad de Camboya se han realizado un número extenso de pruebas in situ como la prueba de cizallamiento, prueba de penetración estándar y prueba de penetración de cono, así como pruebas de laboratorio que incluyen pruebas de consolidación.

La moda atraído mucha atención en las últimas tendencias para superar la naturaleza compleja del subsuelo del terreno. Con avances en informática, la tecnología, visualización de estructuras geológicas se ha convertido en una investigación emergente. (Samphors, 2014).

Los autores afirman que es la primera iniciativa de investigación que realizan en la ciudad de Phnom Penh - Camboya para las condiciones del subsuelo y evitar al futuro gastos por pérdidas económicas y humanas, sus investigaciones sobre las características geotécnicas de los subsuelos. Los datos se emplearon para construir el sistema estratigráfico de suelo con estudios tales como propiedades físicas (es decir el tamaño del grano, distribución y límites de Atterberg) y propiedades de ingeniería la resistencia al corte y el ángulo de fricción interna que se han realizado en esta investigación. Finalmente los resultados del análisis de datos geotécnicos se pueden usar para construir algunos datos empíricos utilizando correlaciones como la relación de la resistencia al corte con el valor SPT; esto se usó para producir un Perfil geológico típico así como los parámetros geotécnicos representativos. (Samphors , Suched & Thirapong ,2014)

Cuanalo, O; Gallardo, R; Polanco, G; Quintero, L. (2016). Afirman: en la ciudad de Tabasco, México está constituido por depósitos aluviales heterogéneos los cuales han provocado hundimientos diferenciales de diversa magnitud y en diferentes direcciones en varias casas de la unidad habitacional, este terreno se única en la llanura y penillanuras de inundación de los ríos que rodean a la ciudad de Villahermosa, Tabasco cuyos suelos están formados por arenas finas, limos, arcillas y turbas. Haciendo que estos depósitos aluviales sean de mala calidad y presentan serios problemas geotécnicos a las edificaciones desplantadas sobre ellos debido a su baja resistencia al esfuerzo cortantes y grandes deformaciones que sufren cuando se aplican sobrecargas.

En Pomaca Valle Real, México los edificios de la manzana 22 presentan hundimientos diferenciales de 25.8 cm debido a la consolidación no uniforme del terreno de cimentación integrado por depósitos aluviales transportados por los ríos que desembocan en el Golfo de México (arenas finas, arcillas, limos, suelos orgánicos o turbas y sus mezclas). Esto sucede porque se ha construidos de manera informal sin tener conocimientos del tipo de suelos donde se edificara; esto suelos finos son de baja resistencia al esfuerzo de cortante y alta compresibilidad. Las estructuras o edificaciones construidas sobre estos suelos pueden experimentar grandes asentamientos y/o

hundimientos diferenciales que provocan distorsiones angulares y rebasan los valores permitidos en su estado límite de servicio. (Cuanalo, O; Polanco, G; Quintero, L, 2015).

En Estados Unidos y Japón han presentado métodos simplificados en base a ensayos de penetración estándar, apoyadas en sus propias experiencias de campo y laboratorio. El programa DLICUA desarrollado en el Laboratorio Geotécnico del CISMID (Parra, 1991), incluye estas metodologías simplificadas desarrolladas en los últimos años, realizando el análisis sistemático de los datos, lo que involucra el conocimiento de los siguientes parámetros: perfil estratigráfico del subsuelo, que incluye el tipo de suelo y la ubicación del nivel freático, las características de los estratos del subsuelo (densidad, contenido de finos, diámetros promedio de las partículas), etc. Los valores obtenidos en los sondeos SPT fueron convertidos a valores de resistencia a la penetración estándar N, según la correlación empírica propuesta por Robertson y Campella. (Robertson y Campella 1983, 1985).

1.1.2. Nivel Nacional

En estos años se viene viviendo una expansión urbana considerable, sobre todo en las zonas periféricas es decir en la ciudad de Juliaca, específicamente en la Urbanización Villa Medica en donde se tiene construcciones de un hasta dos niveles y pistas debidamente pavimentadas; estas construcciones de poco tiempo, es decir de dos años, en este momento ya tiene la aparición de ciertos aspectos de deterioro y asentamientos, (...) y a que se debe esto, responde a no tener en cuenta un estudio de mecánica de suelos, una obra puede tener un buen diseño estructural y un proceso constructivo óptimo, sin embargo si este no cuenta con un estudio geotécnico serio, lo más probable es que la estructura falle ante un sismo o se visualice asentamientos y por ende son efectos negativos y gastos económicos para la población. (Cruz, 2016).

Indeci (2007), explica que los problemas geotécnicos para las cimentaciones de la ciudad de Tacna; no se toma en cuenta los estudios de mecánica de suelos, debido a que toda estructura reposa sobre un suelo la cual posee características muy variadas y particulares que en muchos de los casos la falta de consideración a provocado severos

problemas a las estructuras y al entorno cercano, como por ejemplo: la baja capacidad portante de suelos orgánicos, los asentamientos diferenciales por suelos saturados, la licuefacción de suelos arenosos, la subducción de suelos blandos, la inestabilidad de taludes, grietas por arcillas expansivas, contaminación del concreto por suelos húmedos con sales y entre otros problemas.

La evolución urbana y el crecimiento demográfico de los centros poblados, en muchos casos rebasan la capacidad de soporte del ecosistema, causando impactos negativos sobre éste; más aún cuando se dan en forma espontánea, sin ningún tipo de orientación técnica como sucede en la mayoría de las ciudades en nuestro país. La ocupación de áreas no aptas para habilitaciones urbanas, ya sea por su valor agrológico o por sus condiciones físico geográficas, son consecuencia de este proceso.

1.1.3. Nivel Local

Caso de Estudio:

La Habilitación Urbana Fundo La Peña se encuentra ubicado en la Región de Lambayeque, Provincia y Distrito de Lambayeque, lado oeste de la ciudad de Lambayeque entre las coordenadas UTM 620200 y 620600 Este y 9258400 y 9258800 Norte, con un centroide de 620375.87 Este y 9258607.86 Norte, con una altura promedio de 17.,67 m.s.n.m.

Presenta una topografía plana en la parte correspondiente al casco urbano de Lambayeque. En la parte Sur Este presenta elevaciones, y en la Parte Sur Oeste está rodeada por dunas de arena.



Figura 1: Mapa del Departamento de Lambayeque



Figura 2: Vista en planta de la Habilitación Urbana Fundo La Peña (Google mapa, 2018)

El terreno tiene una forma irregular y un área de 35,683.00 m² (3.5683 Hás), y un perímetro de 988.15 ml; con los siguientes linderos.

Por el norte: colinda con la Urbanización Guardia Republicana de Lambayeque (Zona Urbana), Dren y camino carrozable, en línea quebrada, de 4 tramos, vértice del 1 al 5, en una longitud de 63.20 ml.

Por el Sur: colinda con el predio de Unidad Catastral 60552, así como construcciones destinadas a oficinas, de propiedad de la Dirección Regional de Agricultura-Lambayeque en línea quebrada de 5 tramos, vértices del 13 al 18, en una longitud de 164.46 ml.

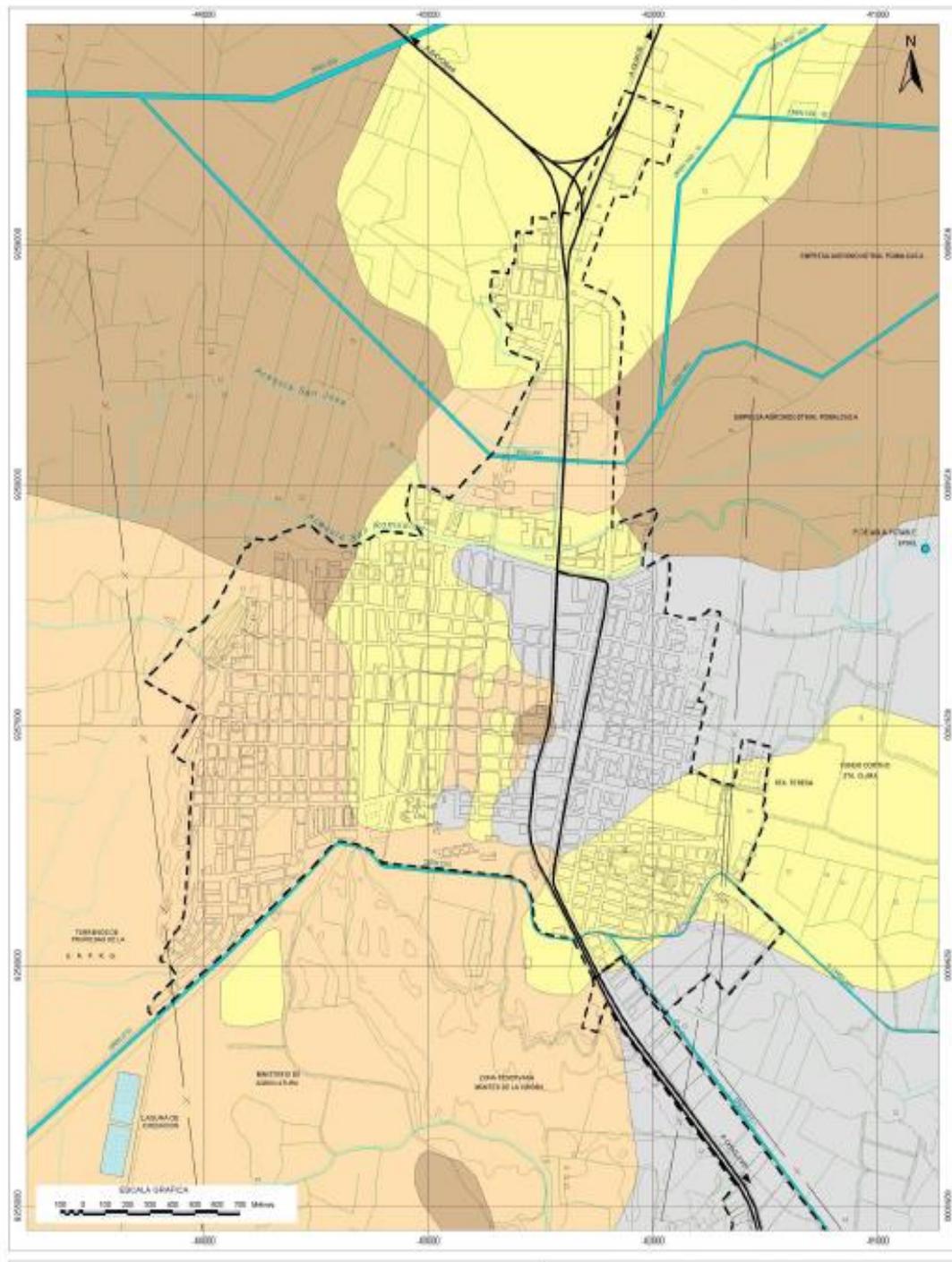
Por el Este: colinda con el predio de Unidad Catastral 60763 y U.C 60556, camino carrozable, médanos de arena, en línea quebrada de 11 tramos, vértices del 18 al 27-1, con una longitud de 40543 ml.

Por el Oeste: colinda con un camino carrozable. Frente al Asentamiento Humano Programa de Vivienda Damnificados Fenómeno El Niño Mocce-Sector I y II, en línea quebrada de 8 tramos, vértice del 5 al 13, con una longitud de 155.06 ml.

La Habilitación Urbana Fundo La Peña, pertenecía a la Asociación de Trabajadores del Ministerio de Agricultura de Lambayeque, esta área en estudio era suelo apto para la agricultura y con el pasar del tiempo se ha convertido en área para construcciones de viviendas unifamiliares, multifamiliares, educación, recreación pasiva y activa.

Indeci (2004). Nos indica que en la ciudad de Lambayeque, actualmente la tendencia de expansión del núcleo urbano muestra orientaciones predominantes de ocupación residencial hacia el Este y Sureste, sobre terrenos agrícolas dotados de infraestructura de riego; y hacia el Sureste, sobre la zona de dunales colindantes al asentamiento San Martín, estos conlleva a emplazamientos en riesgo, un factor importante la ausencia de políticas y acciones de prevención de las autoridades ante la formación de asentamientos ilegales en su mayoría los más vulnerables (...) Estos suelos como han sido áreas agrícolas caben recalcar que existen filtraciones en el subsuelo, por ende, se requiere del estudio de este para saber la capacidad portante del suelo para que la población tenga conocimiento de la altura de edificaciones permitidas. (Ing. Payac; MPL)

El Estudio Mapa de Peligros de la ciudad de Lambayeque elaborado por el Instituto Nacional de Defensa Civil en el marco del convenio INDECIPNUD-PER/02/051, ha analizado los esfuerzos y deformaciones del suelo en el área urbana de la ciudad y la zona de expansión, determinando el comportamiento que tendrá el suelo ante la presencia de cargas estáticas y dinámicas, para lo cual se analizaron las características geotécnicas de los suelos, determinándose los tipos de suelos predominantes en la ciudad de Lambayeque, identificándose para fines de análisis cuatro sectores, como se puede observar en la Fig. 3. (Indeci ,2004).



	CLASIFICACION	DESCRIPCION	
	CH, MH	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD O LIMO DE ALTA PLASTICIDAD, SUELO FINO	0.80 a 0.90 Kg/Cm2
	CL, ML	ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD O LIMO DE BAJA PLASTICIDAD, SUELO FINO	0.70 a 0.80 Kg/Cm2
	SC, SM	ARENA ARCILLOSA O ARENA LIMOSA, ARENA CON FINOS	0.70 a 0.90 Kg/Cm2
	SP	ARENA POBREMENTE GRADADA, SUELO GRANULAR	0.50 a 1.00 Kg/Cm2

FUENTE: MAPA DE PELIGROS: CIUDAD DE LAMBAYEQUE - INDECI
 ELABORACION: EQUIPO TECNICO - INDECI, 2004

INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL
 PROYECTO : INDECI - PNUD
 PER 02 / 051 CIUDADES SOSTENIBLES
 CIUDAD DE LAMBAYEQUE

ESTUDIO: **PLAN DE USOS DEL SUELO Y MEDIDAS DE MITIGACION ANTE DESASTRES**

MAPA GEOTECNICO

ESCALA: 1:15 000

ZONA 18
 DATUM HORIZONTAL WGS 84

LAMINA: **16**
 FECHA: MAYO 2004

Figura 3: Mapa geotécnico de Lambayeque



Figura 4: Vista de la Habilitación Urbana Fundo La Peña



Figura 5: Vista de la Habilitación Urbana Fundo La Peña – área para recreación



Figura 6: Vista de la Habilitación Urbana Fundo La Peña Mz G

1.2. Formulación del problema

¿Cuál es la Determinación de los Parámetros Geotécnicos mediante los Ensayos de Penetración Estándar y Corte Directo en la Habilitación Urbana Fundo La Peña – Lambayeque, 2018? (Sampieri, Collado y Lucio, 2010)

1.3. Hipótesis

Los resultados del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) in situ y Corte Directo (CD) en laboratorio, determinará los parámetros geotécnicos de la Habilitación Urbana Fundo La Peña. (Sampieri, Collado y Lucio, 2010)

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Determinar los parámetros geotécnicos en la Habilitación Urbana Fundo La Peña mediante el ensayo de penetración estándar y corte directo.

1.4.2. Objetivos Específicos

1. Ejecutar el levantamiento topográfico de la Habilitación Urbana Fundo La Peña, para delimitar el área en estudio.
2. Realizar los ensayos de penetración estándar in situ y Corte Directo en laboratorio para determinar los parámetros geotécnicos.
3. Realizar la caracterización hidromecánica.
4. Determinar la conductividad hidráulica.
5. Realizar el perfil estratigráfico basados en los datos obtenidos desde 0 m hasta 3.70 m de profundidad, incluyendo la capacidad portante de la zona de estudio.

1.5. Justificación

Los estudios en geotecnia son lo más importantes, debido a que el suelo es la base de todo tipo de obras civiles, por lo que es esencial Realizar una estratigrafía del área Urbana basados en los datos obtenidos.

Realizar un estudio detallado para tener en cuenta que tipos de suelos tenemos al momento de diseñar obras civiles. (Sampieri, Collado y Lucio, 2010)

Con el desarrollo de la investigación, se podrán obtener distintos beneficios, mencionados a continuación por cada aspecto:

1.5.1. Justificación tecnológica

En la región de Lambayeque, específicamente en la Habilitación Urbana Fundo La Peña no existen registros del ensayo de SPT o no han sido reportados; pero este ensayo es ampliamente usado en la gran mayoría de proyectos de exploración geotecnia, y son utilizados en ciertos lugares, tanto en el ámbito Internacional y Nacional para obtener muestras del subsuelo y llevarlo al laboratorio para ver sus parámetros geotécnicos.

El Manual de Ensayos de Materiales (20016) del Ministerio de Transportes y Comunicaciones detallan el procedimiento del ensayo de penetración estándar, corte directo, etc. (Sampieri, Collado y Lucio, 2010).

1.5.2. Justificación socio – económica

En la parte social esta investigación beneficiará directamente a la población, otorgándose un estudio con el cual puedan tener conocimiento del suelo donde van a edificar sus futuras viviendas, sabiendo su ángulo de fricción y capacidad portante del suelo.

En lo que economía, el ensayo de penetración estándar (SPT) representa hoy en día uno de los medios más conocidos y económicos para adquirir información sobre el subsuelo, al igual que la Máquina de Corte Directo ya que estos dos ensayos son accesibles. (Sampieri, Collado y Baptista, 2010).

1.5.3. Justificación ambiental

El ensayo de Penetración estándar (SPT) minimiza el impacto ambiental, por ser un ensayo no destructivo, confiable y sostenible que se realiza in situ, al igual que el ensayo de Corte Directo (CD) de laboratorio. (Manual de ensayo de materiales, 2016).

La idea fue contar con una tecnología práctica además de amigable con el medio ambiente, dado que permite infinitas repeticiones y técnicamente no genera residuos químicos. (Sampieri, Collado y Baptista, 2010)

1.6. Alcance de la investigación

Este informe de tesis pretende realizar la Determinación de Parámetros Geotécnicos mediante el ensayo de Penetración Estándar (SPT) y Corte Directo obteniendo sus propiedades físicas y mecánicas in situ y laboratorio y con los resultados obtenidos realizar un mapeo de la zona en estudio utilizando el AutoCAD 2D.

Se analizarán 12 puntos de exploración con el ensayo de SPT para anotar el número de golpes y cada uno con las muestras extraídas alteradas serán llevadas a laboratorio donde se realizó los ensayos de contenido de humedad, los límites de Atterberg para una clasificación SUCS Y AAHTO. Además se hizo 12 calicatas para extraer muestras inalteradas para el ensayo de corte directo con la finalidad de ver su ángulo de fricción y la cohesión de cada uno de los muestras finalmente se realizara su perfil estratigráfico de toda la zona en estudio.

1.7. Metodología Empleada

Para la realización del informe de investigación, se llevara a cabo las siguientes fases:

1. Recopilación de información sobre el tema en estudio, para establecer claramente las líneas de investigación, todo ello consistió en análisis de antecedentes sobre diferentes temas vinculados con el presente investigación. Se revisaron diferentes teorías de mecánica de suelos.

2. Realización de 12 perforaciones con el equipo de ensayo de penetración estándar y 12 calicatas.
3. Realización de ensayo de campo para el cálculo de densidad de campo.

Los ensayos de laboratorio y de campo se han realizado con los siguientes equipos

1. Equipo de ensayo de Penetración Estándar
2. Equipo de ensayo de cono de arena en campo
3. Equipo para ensayo de Corte Directo
4. Equipo para ensayo de Permeabilidad
5. Equipo para ensayo granulométrico
6. Equipo para ensayo de Límites de Atterberg como la Copa de Casagrande
7. Equipo para el contenido de humedad en campo: SPEEDY

1.8. Organización de la tesis

El informe de tesis está dividido en 5 capítulos los cuales se describen brevemente a continuación:

En el capítulo 1, se presenta una introducción general del trabajo se plantea el problema, se detallan los objetivos, se dan a conocer los antecedentes, se presentan los conceptos fundamentales de la mecánica de suelos del tema en investigación, se elaboran las variables dependiente e independiente y por último se describen la metodología empleada.

En el capítulo 2, se describen tipo y diseño de investigación en el cual es cuantitativa cuasi-experimental, a su vez la población en estudio es la Habilitación Urbana Fundo La Peña y muestra estamos investigando son 12 puntos de exploración con SPT y 12 calicatas para ensayo de corte directo y sus técnicas e instrumentos de recolección de información tenemos hemos optado por la observación, análisis de documentos.

En el capítulo 3, se desarrollan la interpretación de los resultados en orden según el número de objetivos específicos plasmados en la investigación.

En el capítulo 4, se describe y se debate los resultados sustentados en teorías o investigaciones similares que se han realizado y han sido citadas en los antecedentes

En el capítulo 5, se presenta una breve síntesis junto con las principales conclusiones y recomendaciones derivadas de este trabajo de investigación

1.9. Antecedentes de la Investigación

1.9.1. A nivel internacional

“Carmona Álvarez, J.E”. (2014). En su tesis para optar el grado de ingeniero civil: **ESTUDIO DE RESULTADOS ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) PARA EL FACTOR DE CORRECCIÓN (C_N) Y EL ÁNGULO DE FRICCIÓN (ϕ) DEL SUELO USANDO DIFERENTES TIPOS DE CORRELACIONES**. En Bogotá, Colombia. Cuyo problema fue estudiar los ensayos de penetración estándar de forma localizada para que interprete los valores y métodos utilizados que tanto afectan el diseño final y cuál sería el método apropiado para trabajar en una zona determinada de la carrera séptima entre calle 38 y calle 170 para las estaciones de transporte, los cruces vehiculares y los puentes de servicio peatonal proyectados para la zona. Se busca como resultado final obtener el método de estudio óptimo ya que sabemos que el macizo rocoso hace de esta zona una fuente importante y de seguridad a la hora de la construcción, también pudiendo proporcionar una nueva solución para el diseño de estas estructuras que en otras zonas no han tenido resultados apropiados a largo plazo pudiendo ser el estudio del suelo y el comportamiento del suelo el factor que ha producido deformaciones y datos en las mismas estructuras en zonas diferentes de la ciudad. Teniendo como objetivos corregir los valores obtenidos en campo para los ensayos de la carretera en mención, correlacionar la presión de confinamiento, ángulos de fricción y el esfuerzo de cada una de las perforaciones, realizar una estratigrafía basadas en las correlaciones obtenidas y análisis de los resultados gráficos y por ultimo comparar las estratigrafías obtenidas con la zonificación geotécnica de Bogotá.

Según los estudios realizados de SPT en la carretera entre las calle 38 y calle 170, se determinó suelos formados por arcillas y arenas con alto contenido de limos, son muy pocos los estratos que contienen gravas y rellenos; todos estos parámetros se determinaron por la clasificación según Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. La formación de suelo se puede dividir en 3 estratigrafías según el análisis gráfico: la primera determino para las zonas con formaciones de arcillas, el suelo se comporta con esfuerzos entre 0.20 kg/cm² y 3.80 kg/cm² y presiones de confinamiento entre 0.10 y 2.15. Dando como

resultado final un suelo de menor resistencia y mayores volúmenes. La segunda estratigrafía pertenece a la formación de los suelos compuestos por arenas las cuales presentan esfuerzos menores por unidad de área que está por debajo de 1.40 kg/cm^2 ; siendo así un suelo de mayor resistencia y presiones de confinamiento mayores a 0.75 y que pueden llegar hasta 4.5 , se requieren de ensayos más específicos. Y por último la formación compuesta por arcilla o arenas pero tiene alto contenido de limos, tiene esfuerzos por debajo de 0.18 kg/cm^2 y presiones de alto contenido de limos, tiene esfuerzos por debajo de 0.18 kg/cm^2 y presiones de confinamiento más alto de 1.10 , este tipo de formación hace que estas secciones sean más débiles. Concluyendo según la zonificación geotécnica de Bogotá, se puede determinar según la composición principal del suelo el tipo de método que mejor se adapta como es el caso de las 3 estratigrafías determinadas en esta investigación.

Zambrano, B. (2017). En su informe: **CORRECCION SPT Y ENSAYO DE CORTE DIRECTO**. En Chile, nos dice que en geotecnia se sabe que es imprescindible primeramente conocer los parámetros resistentes del suelo, dichos el ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión de la partícula de suelo. En este informe se enfocará en la correlación de estos parámetros mediante un ensayo in-situ de Penetración Estándar o SPT y un ensayo de laboratorio de Corte Directo. La finalidad de estudiar los ensayos de penetración estándar de forma localizada es para poder interpretar si los valores y métodos utilizados que tanto afectan el diseño final y cuál sería el método apropiado para trabajar en una zona determinada.

Se denomina ensayo estándar, pero este contiene variaciones las cuales se deben correlacionar por diferentes métodos. Por otra parte, la finalidad de los ensayos de corte directo realizados en el laboratorio, es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatiga y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en terreno producto de la aplicación de una carga. En particular se hará una comparación entre los resultados de corte directo y ensayo de SPT a muestras representativas de arena media obtenidas en la localidad de Hualpén.

1.9.2. A nivel nacional

Ravines A, J. (2017). En su tesis para optar el grado de ingeniero civil: **CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACIÓN, MEDIANTE LOS MÉTODOS DLP Y CORTE DIRECTO PARA LA CIUDAD DE JOSE GALVEZ-CELENDIN-CAJAMARCA**. El problema que motivo a la investigación es que la ciudad de Gálvez está conformada por depósitos cuaternarios, de suelos residuales con presencia de arcillas y limos producto de la intemperización y meteorización de las rocas calizas, generadas por efecto de la saturación del agua produciendo las clasificaciones, ocasionando fallas en los diferentes tipos de edificaciones, pavimentos y otros por la no ejecución de ensayos especiales ha ocasionado en casi todas las edificaciones fallas estructuras, por corte, flexión, punzonamiento, asentamientos diferenciales y otros. Esta investigación hará que las instituciones públicas, privadas y la población en general tomen conciencia de la importancia de estos estudios geotécnicos. Cuya solución es que cada construcción de todo tipo de obras civiles demanda un buen control de la calidad en todas sus etapas, tanto de diseño como de construcción, lo que implica el conocimiento de las propiedades y del comportamiento de los distintos materiales involucrados, entre los cuales se encuentra el suelo. Los suelos son el material de construcción más antiguo y complejo, debido a su gran diversidad y a sus características mecánicas, las cuales se ven afectadas directamente por factores externos presentes en el lugar donde se localizan, que tuvo como objetivo las características físicas, químicas y mecánicas de los suelos de fundación y compararlas la capacidad portante de los suelos de fundación mediante los ensayos DLP y Corte Directo. Concluyendo que los diversos materiales estudiados nos muestra la capacidad portante mediante el ensayo de corte directo de los suelos de fundación varía entre 0.84 y 0.96 kg/cm² y el ángulo de fricción interna entre 10,7° y 15,7° y el número de golpes varía entre 7 y 16 respectivamente.

Fernández M. (2006). Se realizaron estudios geotécnicos de cimentaciones superficiales en suelos arcillosos a 3.00 m de profundidad en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca con ensayos especiales de corte directo y ensayos triaxial no drenada no consolidada, llegando a la conclusión de una capacidad portante es de 0.76 kg/cm².

Castro V, J. (2004). En su tesis para optar el grado de ingeniero civil: **DILATACIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN EFECTIVO DE LA ARENA EÓLICA DE PIURA CON EL ENSAYO DE CORTE DIRECTO**. En Piura...cuyo problema fue estudiar la densidad y el ángulo de fricción de la arena eólica de Piura se estima empleando correlaciones con el N_1 del SPT, debido a que no hay estudios previos de la variación de la ϕ con la densidad, medidos directamente en este suelo. Es necesario la descripción de la forma de las partículas y de su composición mineralógica empleando microscopios de gran aumento. Las arenas sueltas disminuyen de volumen cuando son sometidas a esfuerzos de corte “dilatación negativa” y aumentan de volumen “dilatación positiva” cuando se haya densas, es necesario tener este conocimiento ya que este fenómeno también explica la susceptibilidad a la licuefacción. Con el objetivo de usar el SPT y Corte Directo con la finalidad de tener una idea de los factores para obtener parámetros efectivos del suelo; se hicieron estudios de las propiedades de la arena eólica obtenidos mediante sondeos con la finalidad de mostrar que la granulometría es constante se presenta una comparación entre el ángulo de fricción estimado a partir de correlaciones con el SPT y el estimado con el ensayo de corte directo.

1.9.3. A nivel local

Instituto Nacional de Defensa Civil (2003), Ciudades Sostenibles...en los mapas de peligros de la ciudad de Lambayeque ha ejecutado a través del Proyecto INDECI-PNUD PER/021/051, un estudio de las zonas más vulnerables de la ciudad de Lambayeque y sus alrededores, donde se realizaron estudios in situ. Se hicieron reconocimiento y haciendo calicatas en todo Lambayeque, especialmente al sur-oeste de la ciudad de Lambayeque, en el sector del Fundo La Peña, carretera a San José, pero los datos son de los años 1998 y es necesario hacer nuevos estudios.

1.10. Bases teóricas científicas.

1.10.1. Suelo

1.10.1.1. Definición.

Crespo Villalaz (2004). Afirma: “El geólogo define al suelo como el material resultante de la descomposición y desintegración de la roca por el ataque de agentes atmosféricos”. (p.18)

G.P Tschebotarioff (como se citó en Crespo Villalaz, 2004) el agrónomo define al suelo como la delgada parte superior del manto rocas en que penetran las raíces de las plantas y de donde estas toman el agua y las demás sustancias necesarias para su existencia.

A. Rico y H. del Castillo, ingenieros civiles definen al suelo como el conjunto de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes.

Otro autor, Alfred R. Jumiski, doctor de Ingeniería, lo define como sedimentos no consolidados y depósitos de partículas sólidas derivadas de la desintegración de las rocas.

Crespo Villalaz (2004). “Suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que provienen de la desintegración y/o alteraciones físicas y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan”. (p.24)



Figura 7: suelos eólicos (Villalaz, 2004)

Universidad de Chile (2006)... “Se conoce como suelos la parte superficial de la corteza terrestre, conformada por minerales y partículas orgánicas producidas por la acción combinada del viento el agua y procesos de desintegración orgánica”. “los suelos no siempre son iguales cambian de un lugar a otro por razones climáticas y ambientales, de igual forma los suelos cambian su estructura, estas variaciones son lentas y graduales excepto las originadas por desastres naturales” (Universidad de Chile, 2006)

Según T.W, Lambe y R.V. Whitman (1997), considera a los suelos como un sistema multifase formado por: Sólidos, que constituye el esqueleto de la composición del suelo, Fase líquida generalmente agua, Fase gaseosa generalmente aire que ocupan los intersticios entre los sólidos. Pueden distinguirse tres grupos de parámetros que permiten definir el comportamiento del suelo ante la obra que en él incide: Los parámetros de identificación, Los parámetros de estado, Los parámetros estrictamente geo mecánicas.

Entre los parámetros de identificación son los más significativos la granulometría (distribución de los tamaños de grano que constituyen el agregado) y la plasticidad (la variación de consistencia del agregado en función del contenido en agua). El tamaño de las partículas va desde los tamaños granulares conocidos como gravas y arena, hasta los finos como la arcilla y el limo (p.34).

1.10.1.1. Principales tipos de suelos.

En nuestra norma E-050 de suelos y cimentaciones nos presenta los diferentes tipos de suelo, los cuales se obtienen a través de los diversos ensayos in situ. Estos a la vez influyen preponderantemente en el proceso del análisis del tipo de suelo.

En la actualidad existen dos sistemas de clasificación que utilizan la distribución granulométrica y la plasticidad de los suelos que son comúnmente utilizados para aplicaciones ingenieriles. Los cuales son: La American Association of State Hghway Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). De estos, en los Estados Unidos el sistema AASHTO es utilizado principalmente por los departamentos de carreteras estatales, mientras que el SUCS es normalmente utilizado por los ingenieros geotécnicos. (Das, 2013, p.78-79).

Por otro lado el comportamiento del suelo que va a estar en contacto con la estructura a construir, van a afectar el diseño de cimentaciones en este caso el tipo de suelo (cohesivo, granular, granular con finos, de alta o baja plasticidad). (Rodríguez, 2016, p.2).

Los suelos se dividen en dos grupos; suelos de origen de la descomposición física y/o química de las rocas (inorgánicos) y los suelos orgánicos. Cuando se habla de suelos inorgánicos es producto del intemperismo de las rocas esto da origen a los suelos residuales, en caso contrario, forma un suelo transportado, cualquiera que haya sido el agente transportador (aire, por gravedad, talus, etc.).

En cuanto a los suelos orgánicos, ellos se forman casi siempre in situ. Ya sea en forma de humus o de materia no descompuesta (Crespo V., 2004). A continuación, se describen los suelos más comunes con los nombres generalmente, más utilizados por el ingeniero civil para su identificación:

1.10.1.1.1. Suelos Granulares

Este tipo de suelos está formado por partículas agregadas y sin cohesión. Además su característica principal es su buena capacidad portante y su elevada permeabilidad, lo que permite una rápida evacuación del agua en presencia de cargas externas. También posee alta capacidad de drenaje lo cual es proporcional al tamaño de las partículas, es decir, al volumen de huecos o porosidad del suelo.

Se distinguen dos grandes grupos dentro de esta clase de suelos: gravas y arenas. De manera que el límite entre ambos grupos viene por su granulometría. Finalmente las características mecánicas y resistentes vienen determinadas por el ángulo de fricción interna, así como por su módulo de compresibilidad. (Collazo, et al., 2012).

Gravas: Son acumulaciones sueltas de fragmento de rocas y que tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas las gravas sufren desgaste en sus aristas y son, por lo tanto, redondeadas. Como material suelto suele encontrárselo en los lechos, en los márgenes y en los conos de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenados por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los que han sido retransportadas (Villalaz, 2004. p.23).

Norma Técnica Peruana (2001). Menciona que las gravas son partículas de rocas que pasan el tamiz de 75mm (3") y son retenidas en el tamiz de 4.75 mm (N°4), con las siguientes subdivisiones:

- Grava Gruesa: pasa el tamiz de 75mm (3") y es retenida en el tamiz de 19,0mm (3/4")
- Grava Fina: pasa el tamiz de 19,0mm (3/4") y es retenida en el tamiz de 4,75mm (N°4).

Arenas: Es el nombre que se le da al grano fino procedente de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, y cuyas partículas varían entre 2mm y 0.05mm de diámetros. El origen de la existencia de las arenas es análogo a la de las gravas; las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. La arena estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos comprensibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

Norma Técnica Peruana (2001) menciona que las arenas son partículas de roca que pasan el tamiz de 4.75mm (N°4 y son retenidos en el tamiz de 75µm (N°200) con las siguientes subdivisiones:

- Arena Gruesa: pasa el tamiz 4,75mm (N°4) y es retenido en el tamiz de 2,0mm (N°10).
- Arena Media: pasa el tamiz de 2,0mm (N°10) y es retenido en el tamiz de 425 µm (N°40).
- Arena Fina: pasa el tamiz 425 µm (N°40) y es retenido en el tamiz de 75 µm (N°200) (p,5)

1.10.1.1.2. Suelos Cohesivos

Su principal propiedad desde el punto de vista mecánico es la cohesión. Pertenecen a este grupo las arcillas y limos. La diferencia entre limos y arcillas son sus propiedades plásticas. La característica principal de este tipo de suelos es su baja permeabilidad, al dificultar el paso del agua por el reducido tamaño de sus poros, y su alta compresibilidad. (Collazo, et al., 2012).

Limo: Son suelos de granos finos con poco o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras, o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, siendo en este último caso de características plásticas.

Arcilla: Son partículas sólidas con diámetro de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclado con agua, es un suelo que pasa por el tamiz de 75µm (N°200) que puede exhibir plasticidad dentro del rango de contenido de humedad y que exhibe considerablemente resistencia cuando se encuentra secado al aire. Para clasificación, una arcilla es un suelo de grano fino o la porción de grano fino de un suelo, con un índice de plasticidad mayor o igual a 4 cuya ubicación en la carta de plasticidad cae en o sobre la línea A (NTP, 2001).

1.10.1.1.3. Suelos Orgánicos

Son suelos que están formados por la descomposición de restos de materia orgánica de origen animal o vegetal. Además son suelos que cubren los primeros metros de la superficie. Se caracteriza por su baja capacidad portante, **alta compresibilidad** y mala tolerancia del agua. Se menciona que este tipo de suelos es **nefasto** para la ubicación de cualquier obra de infraestructura, por lo que debe ser eliminado mediante operaciones previas de desbroce. (Collazo, et al., 2012).

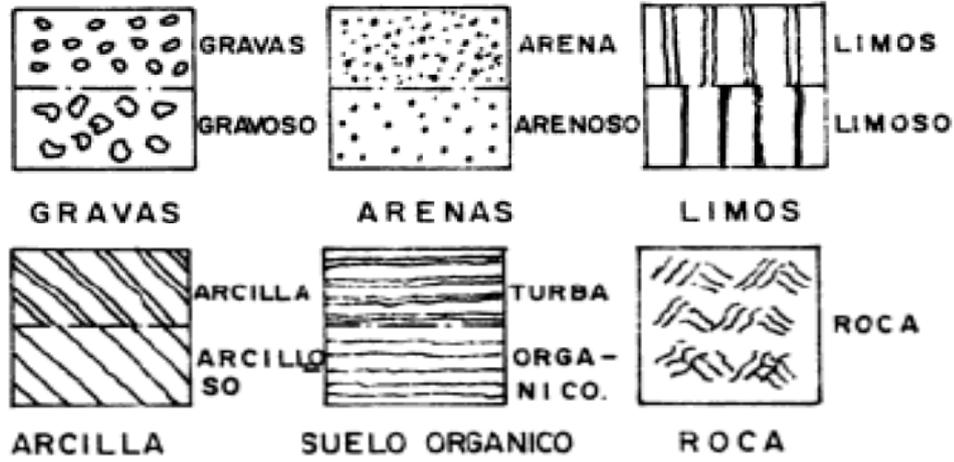
1.10.1.1.4. Rellenos

Son depósitos de materiales procedentes de aportes de tierras de otras obras, y también de escombros procedentes de demoliciones, vertederos industriales, basureros, etc. El principal problema que presenta este tipo de suelos artificiales es su **baja fiabilidad**, es decir por lo general no suelen compactarse al ser depositados. Además su comportamiento mecánico es muy malo, ya que al no estar compactado presentarían altos índices de compresibilidad y la aparición de asentamientos excesivos e impredecibles. (Bañón Blazquez, et al., 2012, p. 2-5).

1.10.1.2. Suelos Cohesivos y Suelos No Cohesivos

Una característica que hace muy distintivos a diferentes tipos de suelos es la cohesión. Debido a ella los suelos se clasifican en “cohesivos” y “no cohesivos”.

En los suelos cohesivos son los que poseen cohesión, es decir, la propiedad de atracción intermolecular, como las arcilla. Los suelos no cohesivos son los formados por partículas de roca sin ninguna cementación, como la arena y la grava.



Con los símbolos anteriores se pueden hacer combinaciones como;



Figura 8: Representación de los suelos (Villalaz, 2004)

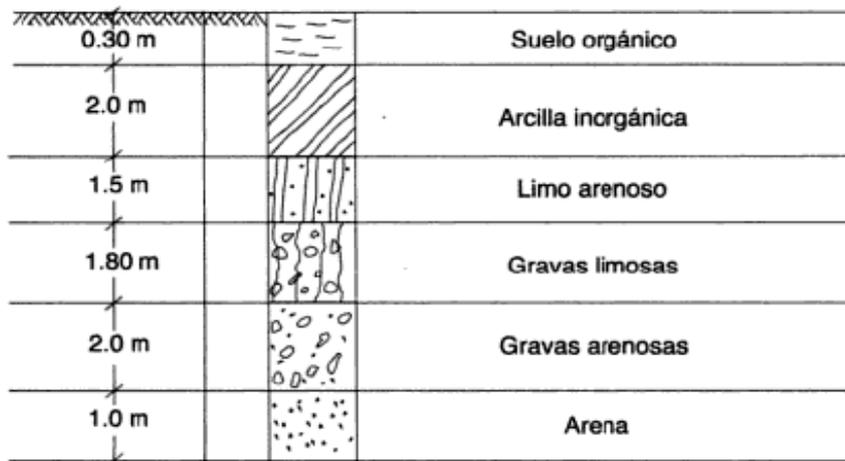


Figura 9: Estratigrafía de un sondeo (Villalaz, 2004)

1.10.1.3. Capacidad Portante del suelo

Arévalo M (2008). Menciona que los suelos donde se va a cimentar se diseñan para satisfacer cierto requerimiento de servicio y resistencia. Las condiciones de servicio establecen que la cimentación debe comportarse satisfactoriamente, bajo las condiciones normales de cargas de operación que imponen la estructura o equipos que soportan, de tal forma que se satisfagan los propósitos de su diseño.

Braja D. (2012), Indica que las propiedades mecánicas de un terreno suelen diferir frente a cargas que varían (casi) instantáneamente y cargas cuasi-permanentes. Esto se debe a que los terrenos son porosos, y estos poros pueden estar total o parcialmente saturados de agua. En general los terrenos se comportan de manera más rígida frente a cargas de variación cuasi-instantánea ya que éstas aumentan la presión intersticial, sin producir el desalojo de una cantidad apreciable de agua. En cambio, bajo cargas permanentes la diferencia de presión intersticial entre diferentes partes del terreno produce el drenaje de algunas zonas.

Dos características principales deben tener las cimentaciones superficiales:

1. Tienen que ser seguras contra la falla general por corte del suelo que las soporta.
2. No pueden experimentar un desplazamiento, o un asentamiento excesivo.

A la capacidad de carga última se le denomina, a la carga por área unitaria de la cimentación a la que ocurre la falla por corte de un suelo. Además un incremento en la carga sobre la cimentación también se acompañara por un incremento en el asentamiento. Sin embargo la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia fuera desde la cimentación. (Das, 2011, p.133).

El criterio de resistencia posee el propósito de asegurar que la cimentación tenga la suficiente resistencia para soportar grandes cargas, los cuales ocasionalmente puedan ser producidos debido a fuerzas ambientales extremas o provenientes de otras fuentes. Debemos mencionar, que las diversas teorías de capacidad de carga en suelos que se han desarrollado, intentan evaluar de manera realista la función de las propiedades mecánicas del suelo.

1.10.1.4. Factores que Afectan La Capacidad Portante

Hacemos mención de las diversas características y factores que son influyentes para la determinación de la capacidad portante del suelo ya sea los parámetros geotécnicos, la profundidad de la cimentación, así como la geometría, que son aquellos de los cuales depende mucho la estabilidad la toma de decisiones para el ingeniero.

1.10.1.4.1. Parámetros Geotécnicos

Los parámetros geotécnicos como la fricción, cohesión y peso específico que hemos considerado para la presente investigación, los cuales juegan un papel importante en diseño de cimentaciones.

La fricción se puede realizar en una prueba de corte directo es más fácil de realizar, pero tiene algunas limitaciones inherentes. La confiabilidad de los resultados obtenidos puede ser cuestionada. Esto es debido a que en esta prueba no se permite que el suelo falle a lo largo del plano más débil, pero es obligado a fallar a lo largo del plano de división de la caja de corte. Por otro lado la distribución del esfuerzo cortante sobre el plano de falla de la muestra no es uniforme. A pesar de las deficiencias presentadas, el ensayo de corte directo es la más simple y más economía para un suelo arenoso o saturado. En muchos problemas de diseño de cimentaciones es necesario determinar el Angulo de fricción entre el suelo y el respectivo material en el construye a base. (Das, 2013, p.232-239).

Ángulo de Fricción Interna y Cohesión

Para obtener estos parámetros se grafican en escala natural las curvas de deformación, donde la ordenada será la deformación horizontal y la abscisa el tiempo necesario de las distintas probetas. Se obtiene la máxima deformación horizontal.

Gráficamente se obtienen el esfuerzo cortante (τ) y esfuerzo normal (σ_n), a través de la siguiente expresión:

$$\tau = Ph/A \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$
$$\sigma_n = Pv/A$$

Donde:

P_v = carga vertical aplicada (kg)

P_h = carga horizontal aplicada (kg)

A = área nominal de la muestra (cm²)

Con los valores máximos de τ y σ_n de cada una de las probetas se traza una recta, y de ella se obtiene c y ϕ , donde c es la ordenada de la recta hasta el eje de las abscisas y ϕ el ángulo que forma la horizontal con la recta intrínseca.

Tabla 1:

Tabla de valores representativos de ϕ para arenas y limos.

Material	Suelto	Denso
Arena, granos redondos y uniformes	27.5	34
Arena, granos angulares y bien graduada	33	45
Grava arenosa	35	40
Arena limosa	27-33	30-34
Limo inorgánico	27-30	30-35

Fuente: Terzaghi & Peck, 1978

Densidad del Suelo

Se considera como el peso del suelo más agua por unidad de volumen. Depende del peso de los elementos sólidos, de la porosidad y del grado de saturación del suelo.

La obtención de la densidad en campo para la presente investigación, se ha realizado a través del método de cono de arena, lo cual está basado en la NTP 339.143 (ASTM D1556). Después de realizado la calibración necesaria, se procede al ensayo de campo:

Densidad del suelo húmedo:

Dónde:

$$\gamma_H = \frac{P}{V}$$

P : Peso de suelo (del hueco)

γ_H : Densidad de suelo húmedo

V : Volumen del suelo (del hueco)

Humedad contenida en el suelo:

Dónde:

$$w(\%) = \frac{P_a}{P_s} * 100$$

w : Humedad contenida en el suelo

P_a : Peso de suelo húmedo

P_s : Peso de suelo seco

Densidad del suelo seco

Dónde:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_H}{(w + 100)} * 100$$

γ_s : Densidad de suelo seco

γ_H : Densidad de suelo húmedo

w : Humedad contenida en el suelo

Tabla 2:*Volumen mínimo de los huecos de ensayo y muestras mínimas.*

Máximo Tamaño de la Partícula	Mínimo Volumen del Hueco de Ensayos		Mínima Muestra Para el Contenido de Humedad gr.
	Cm ³	Pie ³	
Malla N°4 (4.75mm)	710		100
12.5 mm	1420		300
25 mm	2120		500
50mm	2830		1000

Fuente: ASTM D1556, 1998.**Tabla 3:***Peso unitario de suelos típicos en estado natural.*

Descripción del suelo	Porosidad (%)	Relación de vacíos	Humedad (%)	ρ_d gr/cm ³	ρ_m gr/cm ³
Arena uniforme, suelta	46	0.85	32	1.43	1.89
Arena uniforme, densa	34	0.51	19	1.75	2.09
Arena graduada, suelta	40	0.67	25	1.59	1.99
Arena graduada, densa	30	0.43	16	1.86	2.16

Fuente: Terzaghi & Peck, 1978.**1.10.1.5. Propósito de la exploración del suelo.**

Braja D. (1999). Señala: El proceso de identificar las capas o estratos de depósitos que subyacen bajo una estructura propuesta y sus características físicas se denominan exploración del subsuelo. Su propósito es obtener información que ayude al ingeniero en: Seleccionar el tipo y profundidad de la cimentación adecuada para una estructura dada, Evaluar la capacidad de carga de la cimentación, Estimar el asentamiento

probable de una estructura, Detectar problemas potenciales de la cimentación (por ejemplo, el suelo expansivo, suelo colápsable, relleno sanitario, etc.), Determinar la localización del nivel freático, Predecir el empuje lateral de tierra en estructuras como muros de retención, tablestacados y cortes arriostrados, Establecer métodos de construcción para condiciones cambiantes del subsuelo, También pueden ser necesaria cuando se contemplan adiciones y alteraciones a estructuras existente. (p. 108).

1.10.1.6. Procedimientos para Muestreo del suelo

Braja D. (1999). Dos tipos de muestras de suelos se obtiene durante una exploración del subsuelo: alteradas e inalteradas. Las muestras alteradas pero representativas son generalmente usadas para los siguientes tipos de pruebas de laboratorio: Análisis granulométrico, Determinación de los límites de Atterber, Peso específico de los sólidos del suelo, Determinación del contenido orgánico, Clasificación del suelo, Sin embargo, las muestras alteradas no deben usarse para pruebas de consolidación, permeabilidad o de resistencia cortante, ya que estas deben hacerse con muestras inalteradas.

1.10.1.7. Ensayos de laboratorio.

Localizado el lugar de la investigación es necesario conocer los diferentes tipos de materiales que formará el subsuelo a diferentes profundidades según el diagrama de presiones efectuándose de 3 a 4 metros de profundidad; Los ensayos de laboratorio se pueden clasificar ellos determinan las principales características de los suelos, para poder clasificarlos e identificarlos adecuadamente: Contenido de humedad (MTC E 108 - 2000), Peso específico (MTC E 206-2000, NTP 400.021), Análisis granulométrico (MTC E 107 - 2000). Límites de consistencia. Son: Límite líquido (MTC E 11 O - 2000), Límite plástico (MTC E 111 - 2000).

1.10.1.8. Propiedades Geotécnicas del suelo

1.10.1.8.1. Propiedades físicas

Contenido de Humedad del Suelo

El contenido de humedad de un suelo es la relación del cociente del peso de las partículas sólidas y en el uso del agua que guarda, esto se expresa en términos de porcentaje, es decir razón entre peso del agua y peso del suelo seco de una muestra. (Braja D, 1999).

Este modo operativo está basado en la norma ASTM-D-2216. Se determina secando el suelo húmedo hasta un peso constante en un horno controlado a 110 ± 5 °C. El peso del suelo que permanece del secado en horno es usado como el peso de las partículas sólidas. La pérdida de peso debido al secado en horno es considerada como el peso del agua. (Carlos Crespo Villalaz, 1980). Se expresa en porcentaje:

$$W = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo seco al horno}} * 100$$

$$W = \frac{W_{cws} - W_{cs}}{W_{cs} - W_c} * 100$$

$$W = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Donde:

W: es el contenido de humedad, en porcentaje.

W_{cws} : es el peso de la tara más la muestra húmeda, en gramos.

W_{cs} : es el peso de la tara más la muestra seca en horno, en gramos.

W_c : es el peso de la tara, en gramos.

W_w : es el peso del agua, en gramos.

W_s : es el peso de las partículas sólidas, en gramos .

Beskid, J y Martínez, R. (2004). Este es el método más preciso para obtener el grado de humedad en porcentaje, y consiste en introducir en el horno eléctrico una muestra representativa del suelo en un recipiente de aluminio previamente pesado, al igual que el conjunto (recipiente + suelo). “El tiempo mínimo de exposición en el horno es de 16 horas, luego del cual se retira el conjunto y se pesa nuevamente para realizar los cálculos correspondientes” (p.13).

Tabla 4:*Cantidad mínima de espécimen de material húmedo.*

Máximo tamaño de Partícula (pasa el 100%)	Tamaño de malla estándar	Masa mínima recomendada de espécimen de ensayo húmedo para CH reportados $\pm 0.1\%$	Masa mínima recomendada de espécimen de ensayo húmedo para CH reportados a $\pm 1\%$
2 mm o menos	2.00 mm (N°10)	20 gr	20gr
4.75 mm	4.76 mm (N°10)	100 gr	20gr
9.5 mm	9.52 mm (N°10)	500 gr	50gr
19.0 mm	19.1 mm (N°10)	2.50 kg	250gr
37.5 mm	38.1 mm (N°10)	10 kg	1 kg
75.0 mm	72.2 mm (N°10)	50 kg	5 kg

Fuente: ASTM D2216, 1998.

Análisis granulométrico por tamizado

El análisis granulométrico por tamizado esta graduado dentro de los límites indicados en las normas NTP 339.128 o ASTM D422. El ensayo es importante, ya que gran parte de los criterios de aceptación de suelos para ser utilizados, depende de este análisis. Asimismo es posible también la clasificación de suelos mediante sistemas como AASHTO o SUCS.

Se tiene que tener en cuenta que para suelos con tamaño de partículas mayor a 0.074 mm (74 micrones) se utiliza el método de análisis mecánico mediante tamices de abertura y numeración indicada en la tabla 2.5. Para suelos de tamaño inferior, se utiliza el método del hidrómetro, basado en la ley de Stokes.

Fernández G, I. (2014). “Llamada también Análisis Mecánico y consistencia en la determinación de la distribución de las partículas de un suelo en cuanto a su tamaño, pudiendo obtener así los porcentajes de piedra, grava, arena, limos y arcillas. Este análisis se hace por un proceso de tamizado (análisis por tamices) en suelos de grano grueso”.

“Si el material es granular, los porcentajes de piedra, grava y arena se pueden determinar fácilmente mediante el empleo de tamices; pudiéndose hacerse en seco como por lavado, dependiendo del grano de cohesión del suelo. Si el suelo contiene un porcentaje apreciable de material fino (limo arcilla), que pasa el tamiz N° 200 (0.074mm;

el análisis granulométrico se basa, generalmente, en el principio de sedimentación; siendo el método hidrométrico, el más reconocido y usado. (Norma ASTM- D-422).

Estos resultado se representan por medio de una gráfica denominada curva granulométrica, la que se obtiene al dibujar el tamaños de las partículas, la forma de la curva granulométrica da una idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituidos por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical; en cambio una curva muy tendida, indica gran variedad en tamaños (suelo bien gradado). (Villalaz, 1980).

Tabla 5:

Tabla de cantidad mínima a ensayar según tamaño de partículas.

Tamaño máximo de partículas mm	Cantidad mínima a ensayar (kg)
5	0.5
25	10
50	20
80	32

Fuente: Geotecnia LNV, 1993.

Tabla 6:

Numeración y abertura de tamices

Tamiz ASTM	Tamiz mm	Abertura real mm	Tipo de suelo
3"	80	76,12	
2"	50	50,80	
1 1/2"	40	38,10	GRAVA
1"	25	25,40	
3/4"	20	19,05	
3/8"	10	9,52	
N° 4	5	4,76	ARENA GRUESA
N° 10	2	2,00	
N° 20	0.90	0,84	ARENA MEDIA

N° 40	0.50	0,42	
N° 60	0.30	0,25	
N° 140	0.10	0,105	ARENA FINA
N° 200	0.08	0,074	

Fuente: Espinace, R. 1979

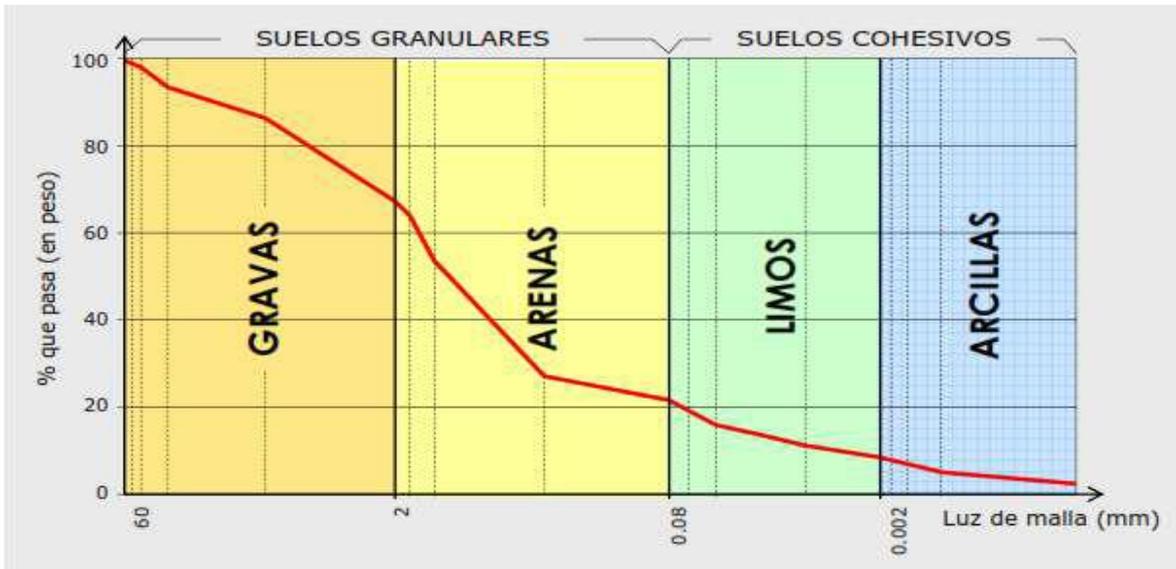


Figura 10: Curva granulométrica de un suelo. (Fuente: Bañón, 2012.)

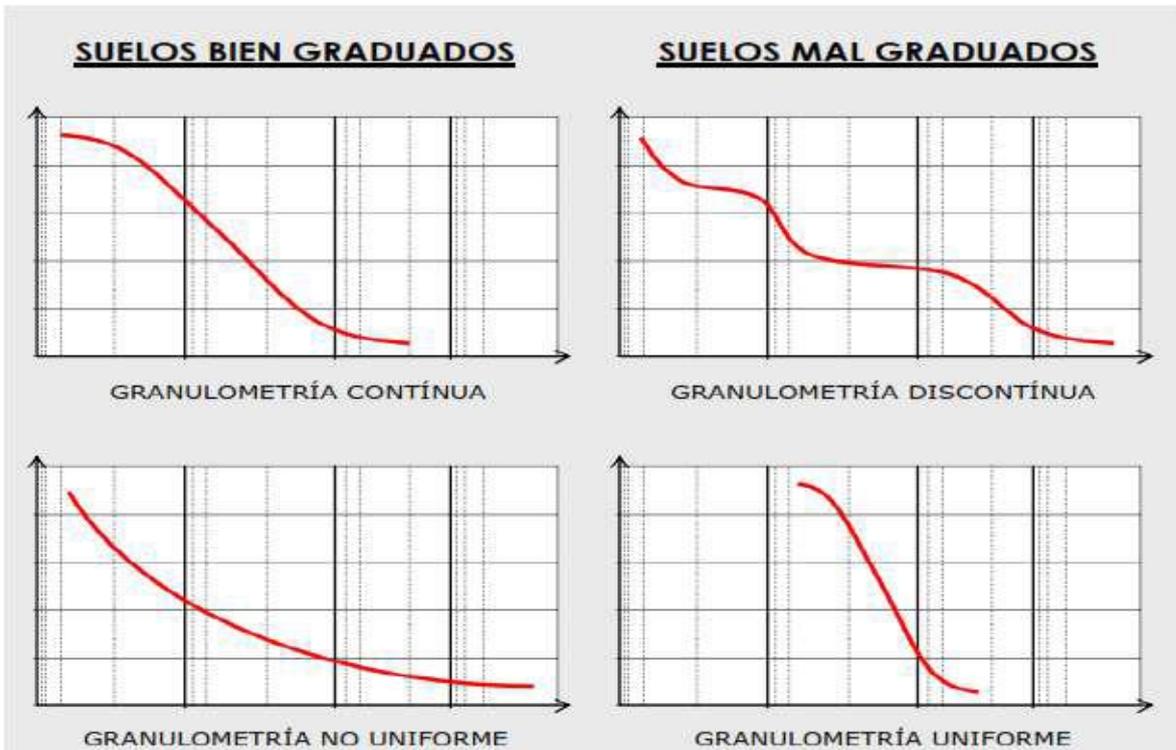


Figura 11: Interpretación de la curva granulométrica. (Fuente: Bañón, 2012.)

Método para análisis mecánico

Equipo necesario.

- Un juego de tamices normalizado según la tabla anterior.
- Dos balanzas: con capacidad superior a 20 kg y 200 gr y precisiones de 1 gr. Y 0.1 gr respectivamente.
- Horno de secado a temperatura regulable capaz de mantener en $110^{\circ} \pm 5^{\circ} \text{C}$.
- Herramientas y accesorios; bandeja metálicas, recipientes y escobilla.

Procedimiento:

(Villalaz, 1999). Se homogeniza cuidadosamente el total de la muestra en estado natural (desmenuzándolo con la maza), tratando de evitar romper sus partículas individuales, especialmente si se trata de un material blando, piedra arenosa u otra similar.

Se reduce por cuarteo una cantidad de muestra levemente superior a la mínima recomendada según el tamaño máximo de partículas del árido.

Se seca el material ya sea al aire o temperatura ambiente, o bien dentro de un horno a una temperatura inferior a 60°C .

Inmediatamente obtenido el tamaño de la muestra a ensayar, se separa a través del tamiz 3/8" ASTM (10mm). La fracción retenida en este tamiz, se pesa y se lava con el fin de eliminar todo el material fino menor a 0.074mm. Para esto se remoja el suelo en un recipiente con agua hasta que las partículas más finas se suelten, enseguida se lava el suelo colocando como filtro en la malla N° 200 ASTM (0.08mm), hasta observar que el agua salga limpia, el material retenido en la malla se deposita en una bandeja y se coloca al horno durante 24 h, cumpliendo el tiempo de secado y una vez se pesa la muestra; para luego depositarlos en las cribas superior del juego de tamices y se registra el peso del material retenido en cada tamiz (p. 48)



Figura 12: juego de tamices (ELE Internacional, 1993)

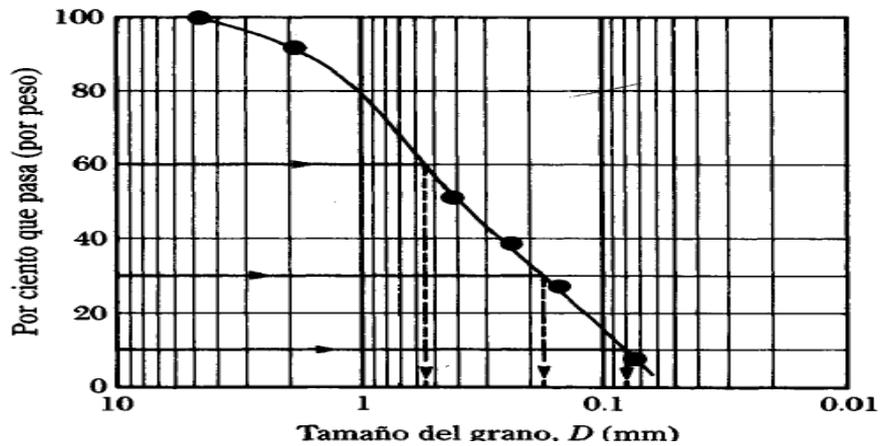


Figura 13: Granulometría de un suelo de grano grueso (Braja, 1999)

(Braja, 1999). Dos parámetros se determinan de las curvas granulométricas de suelos de grano grueso: el coeficiente de uniformidad (C_u) y el coeficiente de graduación, o coeficiente de curvatura (C_z). (p. 22) estos factores son:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_z = \frac{D_{30}^2}{(D_{60})(D_{10})}$$

Donde D_{10} , D_{30} y D_{60} son los diámetros correspondientes al porcentaje que pasa 10%, 30% y 60%, respectivamente. (p. 23).

Consistencia del Suelo

Fue desarrollado por el científico Albert Mauritz Atterberg en 1900. Este método se usa para describir la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de humedad. Con un contenido de humedad muy bajo, el suelo se comporta como un sólido quebradizo. Cuando el contenido de humedad es muy alto, el suelo y el agua pueden fluir como un líquido. Se divide en cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido. (DAS,2013, p. 64).

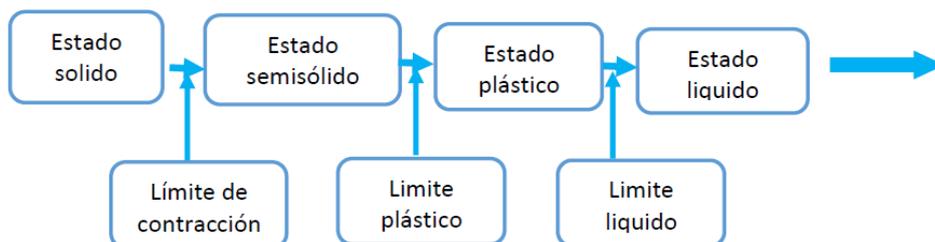


Figura 14: Límites de Atterberg.

Plasticidad de los suelos

Villalaz (2004). “La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable. Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg, quien por medio de ellos separo los cuatro estados de consistencia de los suelos coherentes”. (p, 71).

Entiéndase por consistencia el grado de cohesión de las partículas de un suelo y su resistencia a aquellas fuerzas exteriores que tienden a deformar o destruir su estructura (Villalaz 1980).

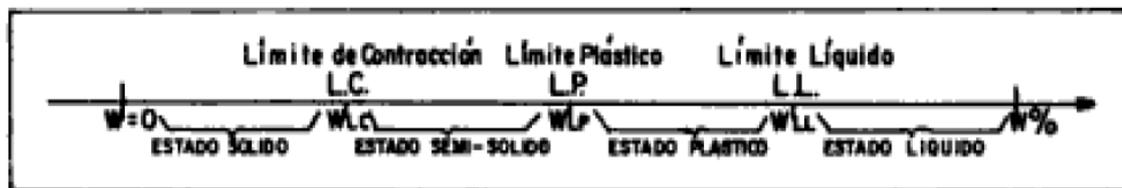


Figura 15: Límites de Atterberg. (Villalaz, 1980)

Los mencionados límites son: Límite líquido (L.L), Límite Plástico (L.P) y Límite de contracción (L.C), y mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio. Todos los límites de consistencia se determinan empleando suelo que pasa la malla N° 40. La diferencia entre los valores del límite líquido y del límite plástico da el llamado Índice de Plasticidad (I.P) del suelo.

Los límites líquido y plástico dependen de la cantidad y el tipo de arcilla del suelo, pero el índice de plasticidad depende generalmente de la cantidad de arcilla.

Cuando no se puede determinar el índice plástico de un suelo se dice que es no plástico (NP), y en este caso el índice de plástico se dice que es igual a cero. El índice de plasticidad indica el rango de humedad a través del cual los suelos con cohesión tienen propiedades de un material plástico. (Villalaz, 2004).

Límite Líquido

“Es el contenido de humedad del material expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico” (Beskid y Martínez, 2004).

“Se hace uso de la Copa Casagrande, se obtendrá la curva de fluidez, la que se consigue graficando a escala logarítmica el número de golpes en el eje de las abscisas y a escala natural los contenidos de humedad en el eje de las ordenas. El contenido de humedad correspondiente a 25 golpes representa el límite líquido del suelo en estudio” (Villalaz, 1980)

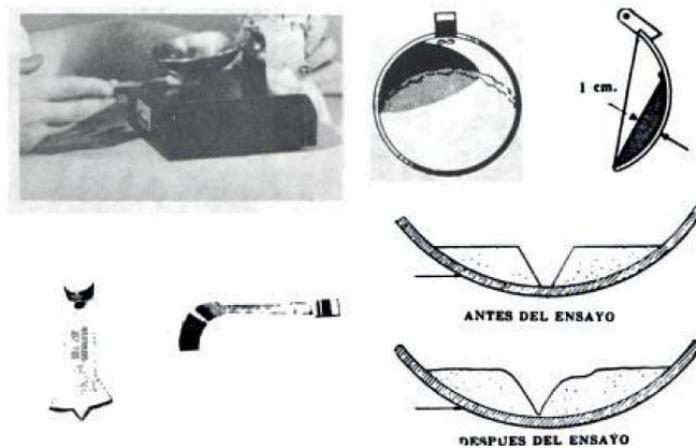


Figura 16: Copa de Casagrande (Villalaz, 1980)

Límite plástico

Villalaz (2004). “Es el paso de los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico. Para determinar el límite plástico, se hace uso del material que mezclado con agua oxigenada, ha sobradó de la prueba de límite líquido y al cual se le evapora humedad por mezclado hasta tener una mezcla plástica que sea fácilmente moldeable” (p, 79)

$$\text{Límite Plástico} = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo secado al horno}} * 100$$



Figura 17: Límite plástico en la placa de vidrio (Villalaz, 1980)

Índice de plasticidad

Beskid y Martínez (2004). “Es el valor numérico de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico”.

$$I = LL - LP$$

El reglamento nacional de construcción recomienda lo siguiente:

IP < 20 corresponde generalmente a limos

IP > 20 corresponde generalmente a arcillas

Tabla 7:

Características de suelos según sus índices de plasticidad

IP	Características	Tipo De Suelos	C<
0	NP	Arenoso	No cohesivo
<7	Baja plasticidad	Limoso	Parcialmente cohesivo
7 – 17	Plasticidad media	Arcillo-limoso	Cohesivo
>17	Altamente plástico	Arcilla	Cohesivo

Fuente: Gonzales de Vallejo (2003)

1.10.1.9. Clasificación de los suelos

Es una agrupación de esto con características semejantes el propósito es estimar en forma fácil las propiedades de un suelo por comparación con otros del mismo tipo,

cuyas características se conocen. Son tantas las propiedades y combinaciones en los suelos y múltiples los intereses ingenieriles

1.10.1.9.1. Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (S.U.C.S)

Este sistema fue presentado por Arthur Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en 1942 para aeropuertos.

Los suelos de partículas gruesas y los suelos de partículas finas se distinguen mediante el cribado del material por la malla N° 200. Los suelos gruesos corresponden a los retenidos en dicha malla y los finos los que pasan, y así un suelo se considera grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidos en la malla N° 200, y fino si más del 50% de sus partículas son menores a dicha malla. (Villalaz, 2004, p.90)

Los suelos se designan por símbolos de grupo como se muestra en la tabla 8.

Tabla 8:

Clasificación SUCS de suelos.

Tipología de Suelo (SUCS)		Características Generales	
Símbolo			
GW	GRAVAS (>50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos <5%)	Bien Graduadas
GP			Probablemente Graduadas
GM		Con finos (Finos >12%)	Componente Limoso
GC			Componente Arcilloso
SW	ARENAS (<50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos <5%)	Bien Graduadas
SP			Probablemente Graduadas
SM		Con finos (Finos >12%)	Componente Limoso
SC			Componente Arcilloso
ML	LIMOS	Baja Plasticidad (LL<50)	
MH		Alta Plasticidad (LL>50)	
CL	ARCILLA	Baja Plasticidad (LL<50)	
CH		Alta Plasticidad (LL>50)	
OL	SUELOS ORGANICOS	Baja Plasticidad (LL<50)	
OH		Alta Plasticidad (LL>50)	
Pt	TURBAS	Suelos altamente Orgánicos	

Fuente: Bañon, Luis (2009)

El símbolo de cada grupo consta de un prefijo y un sufijo. Los prefijos son las iniciales de nombres ingleses de los seis principales tipos de suelos (grava, arena, limo, arcilla, suelos orgánicos de grano fino y turba), mientras que los sufijos indican subdivisiones en dichos grupo.

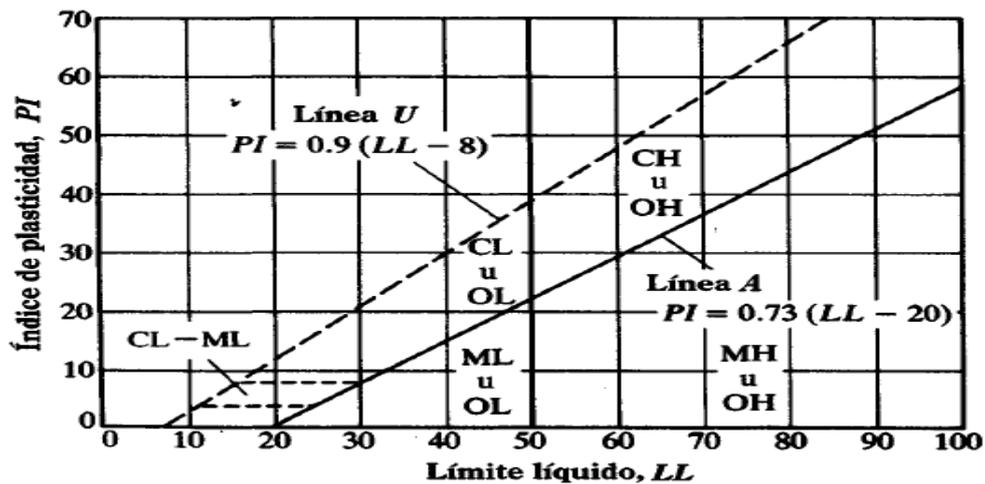


Figura 18: Carta de plasticidad (Villalaz, 2004)

1.10.1.9.2. Sistema de Clasificación de la AASHTO

El sistema de clasificación de la AASHTO utiliza un índice de grupo para comparar diferentes suelos en un mismo grupo. El índice de grupo se calcula de acuerdo a la ecuación # 1 (Ixcot, 2008). “El índice encontrado de esa forma se redondea al entero siguiente y se reemplaza entre paréntesis después del número de clasificación correspondiente”. Ecuación para establecer el índice de grupo:

$$IG = 0.2 * a * 0.005ac + 0.01 bd$$

Donde:

- a = Porcentaje de material más fino que el tamiz # 200, mayores que el 35% pero menor que el 75%, expresado como un número entero positivo ($1 < a < 40$)
- b = Porcentaje que pasa el tamiz # 200, mayor que el 15% pero menor que el 55%, expresado como un número entero positivo ($1 < b < 40$).
- c = Porción de límite líquido mayor que 40, pero menor que 60, expresado como un número positivo entero ($1 < c < 20$)

d = porción del índice de plasticidad mayor que 10, pero menor a 30, expresado como un número positivo entre (1 < d < 20).

Tabla 9:

Comparación de los grupos de clasificación de suelos AASHTO, Unificado y FAA.

AASHTO	Unificado
A-1a	GW,GP,GM
A-1b	SW, SP, SM,GC
A-3	SP
A-2-4	CL, ML
A-2-5	CL,ML,CH,MH
A-2-6	CL, ML
A-2-7	CL,ML,CH,MH
A-4	CL, ML
A-5	CL, ML, CH,MH
A-6	CL, ML
A-7	CL, ML, CH, MH
A-8	Turba y detrito organico

Fuente: Villalaz (2004)

1.10.1.9.3. Propiedades mecánicas

1.10.1.9.3.1. Angulo de Fricción

Criterio de rotura de Coulomb: En el año 1773, Coulomb estableció, por primera vez un criterio para determinar la resistencia al esfuerzo cortante, τ_f , en un elemento plano a través de un suelo, mediante una expresión que, escrita con la nomenclatura hoy corriente, es:

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg}\phi$$

Donde:

c = una constante llamada “cohesión” del suelo

σ = la tensión normal al plano.

ϕ = una constante llamada “ángulo de rozamiento interno” del suelo

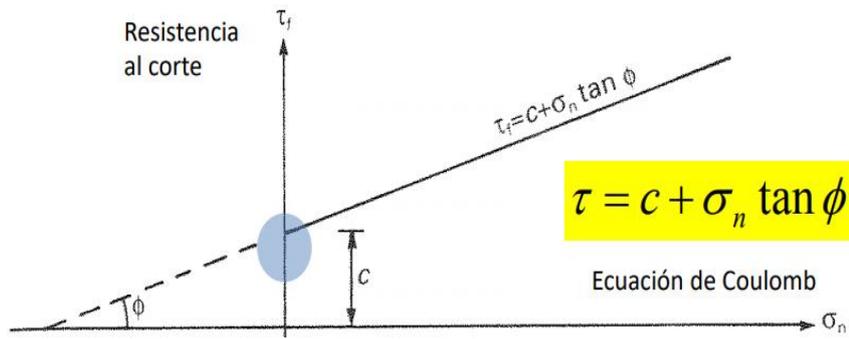


Figura 19: Ecuación de Coulomb (Borselli, 2017)

1.10.1.9.3.2. Cohesion.

TABLE 5.1. Strength of bonds in soils

Type of bond	Strength of the soil system (kN/m ²)
Chemical, intermolecular ionic, covalent, and hydrogen	10 ⁴ –10 ⁵
van der Waals, interaction of polar molecules	<10
Ionic electrostatic, interaction between clay-charged surfaces and cations	<1000
Electrostatic (Coulomb), forces of attraction and repulsion of charged surfaces of particles	1–10
Magnetic forces of ferromagnesian minerals	0.1–1
Capillary, apparent cohesion from surface tension in water films	<400

Source: Vyalov (1986).

Figura 20: Borselli, 2017

La resistencia cohesiva está relacionada a la presencia de varios tipos de enlace físico y químicos entre las partículas sólidas de suelos y rocas. La cohesión esta macroscópicamente relacionada con la plasticidad y la capacidad de remodelar una muestra de suelo.

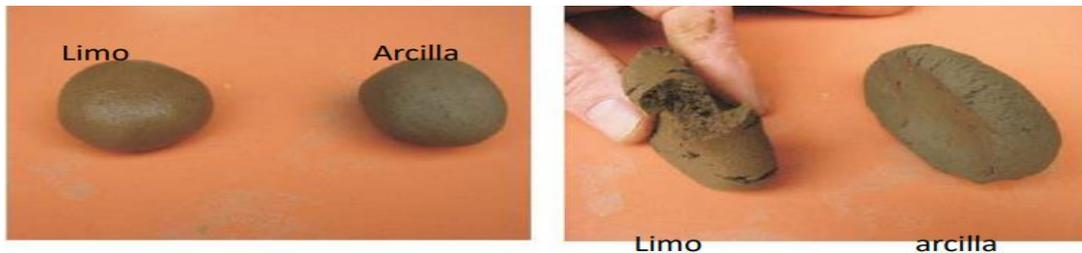


Figura 21: Cohesión de suelos finos, el limo de la izquierda se rompe y comienza a desmoronarse, mientras que la arcilla de la derecha se deforma sin ruptura (Borselli, 2017)

Suelos finos y arcillosos: efecto minerales arcillosos y contenido de agua.

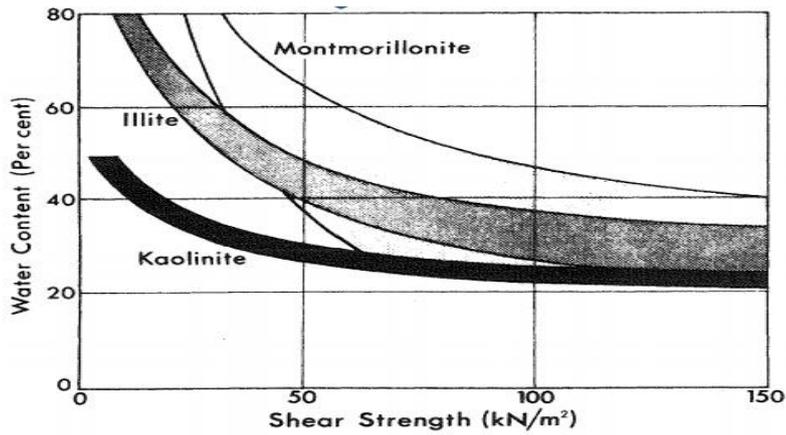


Figura 22: Cohesión de suelos finos y arcillosos

Suelos gruesos y ángulo de fricción dependiendo del índice de vacíos en estos suelos (casi) no tienen cohesión.

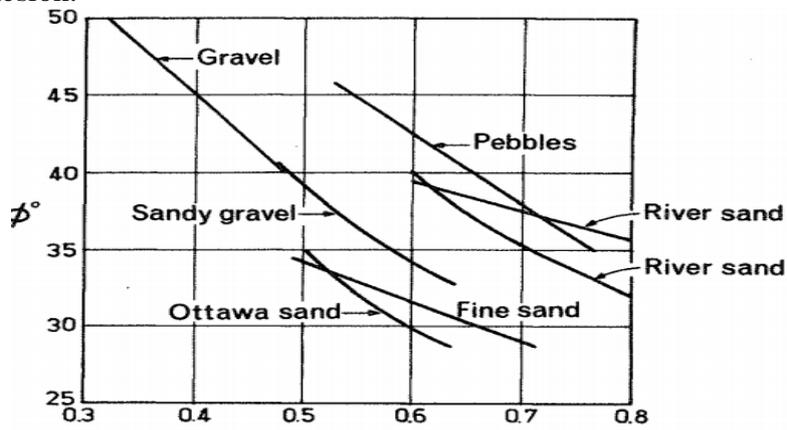


Figura 23: El efecto de la relación de vacío en el ángulo de fricción (ϕ) interna para varios materiales no cohesivos. (After Lambe and Whitman 1979)

1.10.2. Método de Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

1.10.2.1. Origen

Los orígenes del ensayo SPT se remontan al año 1902, cuando el Coronel Charles R. Gow desarrolló un muestreador de 25mm de diámetro, el cual se hincaba al suelo mediante un martillo de 50 kg en la base del sondaje. El muestreador de cuchara partida, similar al utilizado actualmente, debe su desarrollo los trabajos efectuados por H.A. Mohr, Gerente de Distrito de Gow División en Nueva Inglaterra (USA) y Fletcher de la Raymond Concrete Pile Company en 1927. Fletcher y Mohr “estandarizaron” en 1930 el método de hincar una cuchara partida de 50 mm de diámetro usando una masa de 62.5 kg de peso que cae desde una altura de 760 mm, como lo describe Mohr en 1937. Es interesante mencionar que Mohr en 1943 declaró que el ensayo permite tener “una gruesa idea de las condiciones del suelo”. El término “Ensayo de Penetración Estándar” fue probablemente utilizado por primera vez por Terzaghi en 1947 en su artículo “Recent Trends in Subsoil exploration”, el cual fue presentado en la 7ª Conferencia de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones efectuada en Texas, USA.

Campos, (2011). Menciona: “El ensayo del SPT (Penetración estándar), es probablemente el más común y conocido de los ensayos de campo, mide la resistencia del suelo a la penetración de un muestreador de tubo partido de 2” (50.8 mm) de diámetro, al ser hincado dentro del suelo en la base de una perforación revestida. Este muestreador, también llamado saca muestras partido o cuchara normal, es un tubo de acero de paredes gruesas partido longitudinalmente. El extremo inferior está unido a una zapata cortante y el superior a una válvula y copla de conexión a la barra de sondeo”.

1.10.2.2. Objeto

Describe el procedimiento, generalmente conocido como Ensayo de Penetración Estándar (SPT), de hincar un muestreador de caña partida para obtener una muestra representativa de suelo y medir la resistencia del suelo a la penetración del muestreador”. (Manual de Ensayos de Materiales, 2016, p.146).

1.10.2.3. Finalidad y Alcance

Este método proporciona una muestra de suelo para investigación y ensayos de laboratorio a partir de un muestreador, el cual puede producir gran alteración en la muestra debido a la deformación por corte.

Es ampliamente usado en la gran mayoría de proyectos de exploración geotécnica, y por tanto pueden existir correlaciones locales de la cuenta de golpes N, con el comportamiento en ingeniería de obras de tierra y fundaciones.

1.10.2.4. Equipos y Materiales

Equipo de perforación: Cualquier equipo de perforación será aceptable, que proporcione al tiempo del muestreo una cavidad razonablemente limpia antes de introducir el muestreador y asegure que el ensayo de penetración se realice en suelo inalterado. Las piezas de equipo siguientes han demostrado ser apropiados para el avance de una perforación en algunas condiciones de subsuelo.

Brocas de arrastre: con corte o con cola de pez, menores de 6,5 pulg (162 mm) y mayores de 2,2 pulg (56 mm) de diámetro pueden usarse en conexión con métodos de perforación por rotación en cavidad abierta o por avance de entubado. Para evitar la perturbación en el suelo inferior no se permite brocas con descarga de fondo. Solo se permiten brocas con descarga lateral.

Brocas de cono-rodillo: menores de 6,5 pulg (162 mm) y mayores de 2,2 pulg (56mm) de diámetro pueden usarse en conexión con métodos de perforación por rotación de cavidad abierta o por avance de entubado, si la descarga del fluido de excavación es desviada.

Barrenos continuos con eje hueco: con o sin ensamblaje de broca central, pueden usarse para perforar. El diámetro inferior de los barrenos con eje hueco deberá ser menores de 6,5 pulg (162 mm) y mayores de 2,2 pulg (56 mm).

Barrenos continuos sólidos: de tipo balde y manuales, menores de 6,5 pulg (162mm) y mayores de 2,2 pulg (56 mm) de diámetro pueden usarse si el suelo en las

paredes laterales del sondaje no colapsa sobre el muestreador o las varillas durante el muestreo.

Varillas de muestreo: Deberán usarse varillas de perforación de acero de unión rápida para conectar el muestreador de caña partida con el ensamblaje de caída de peso. La varilla de muestreo deberá tener una rigidez (momento de inercia) igual o mayor a aquella de una varilla “A” de paredes paralelas (una varilla de acero con un diámetro exterior de 1 5/8 pulg (41,2 mm) y un diámetro interior de 1 1/8 pulg (28,5 mm).

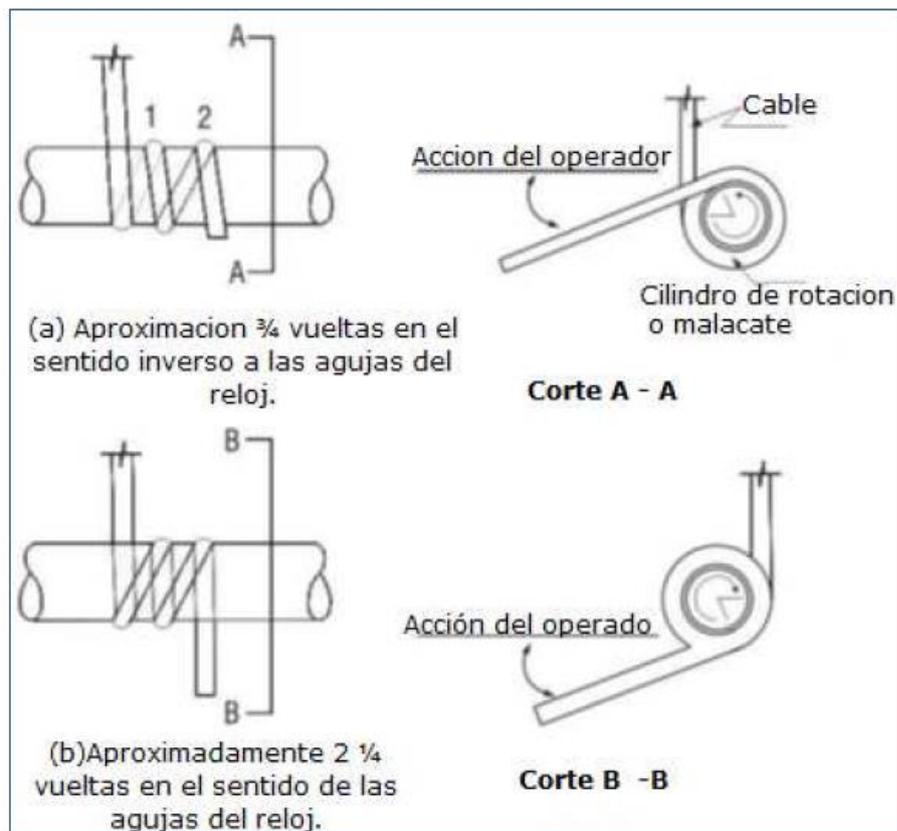


Figura 24: Definiciones del número de vueltas del cable y del ángulo:

- a). Movimiento o rotación contraria a las agujas del reloj;
- b). Rotación en el mismo sentido. (Manual de ensayo de materiales, 2016)

Muestreador de caña partida. El muestreador deberá ser construido con las dimensiones indicadas en la Figura 2. La zapata deberá ser de acero endurecido y deberá ser reemplazada o reparada cuando esté abollada o deformada. Se permite el uso de revestimientos para producir un diámetro constante interior de 1 3/8 pulg (35mm), pero deberá anotarse si éstos se emplean en el registro de perforación. Se permite el empleo de canastillas de retención de muestras, debiéndose indicar su empleo en el registro de perforación.

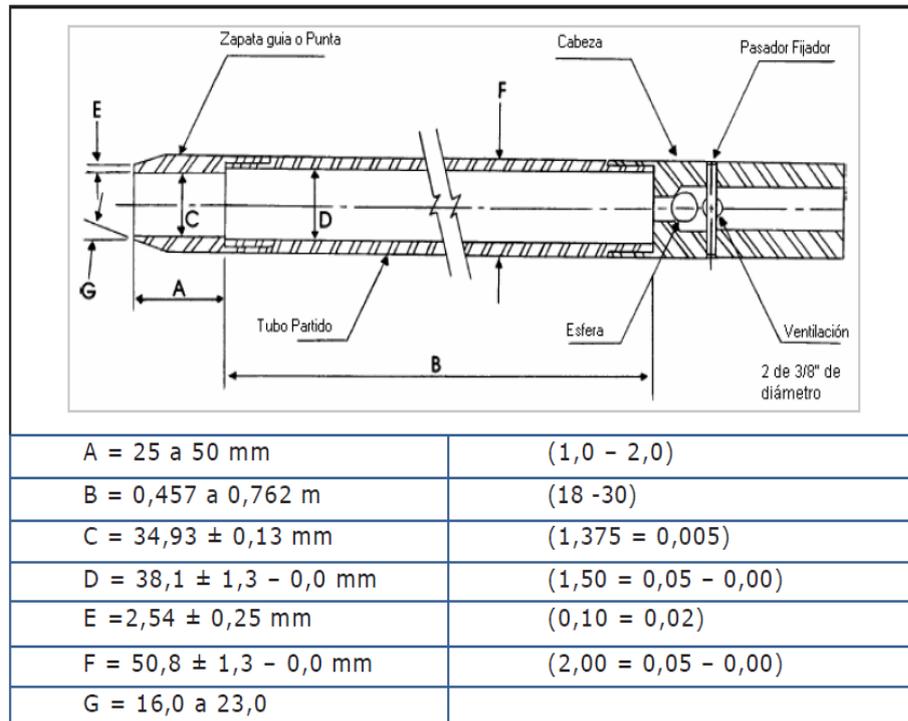


Figura 25: Muestrador de tubo partido (Manual de ensayo de materiales, 2016).

Ensamblaje de Caída-Peso

Martillo y yunque. El martillo deberá pesar $63,5 \pm 1$ Kg y deberá ser una masa metálica sólida y rígida. El martillo deberá golpear el yunque y realizar un contacto acero-acero cuando se deja caer. Deberá utilizarse una guía que permita una caída libre. Los martillos que se usan con el método de malacate y soga, deberán tener una capacidad de sobreelevación libre de por lo menos 4 pulg (100 mm). Por razones de seguridad se recomienda el empleo de un equipo con yunque interno.

Sistema de Caída del Martillo. Puede utilizarse sistemas de malacate-soga, semiautomático o automático, siempre y cuando el aparato de levante no cause penetración del muestrador cuando se engancha y levanta el martillo.

1.10.2.5. Procedimiento

1.10.2.5.1. Procedimiento de Perforación

El sondaje deberá ser avanzado por incrementos, para permitir muestreo continuo o intermitente. Los intervalos y las localizaciones de ensayo son especificados

por el ingeniero o geólogo. Los intervalos seleccionados son típicamente de 5 pies (1,5 m) o menos en estratos homogéneos con ensayos y muestreos a cada cambio de estrato.

Será aceptable cualquier procedimiento de perforación que proporcione una cavidad razonable limpia y estable antes de introducir el muestreador y asegure que el ensayo se realiza en suelo esencialmente inalterado. Cada uno de los procedimientos siguientes ha sido probado como aceptable para algunas condiciones del subsuelo anticipadas al seleccionar el método de perforación a emplearse: Método de perforación por rotación, Método de barreno continuo con eje hueco, Método de lavado, Método de barreno continuo con eje sólido.

Varios métodos de perforación producen sondajes inaceptables. No deberá permitirse el proceso de chorro a través de un muestreador de tubo abierto seguido del muestreo cuando se alcanza la profundidad deseada. El método de barreno continuo con eje sólido no deberá ser usado para avanzar el sondaje del nivel freático o debajo de la cama superior confinante de un estrato no cohesivo confinado que está bajo presión artesiana. El entubado no debe ser avanzado por debajo del punto de muestreo antes de realizar el muestreo. No se permite avanzar la perforación con brocas de descarga de fondo. No se permite avanzar la perforación mediante la subsecuente inserción del muestreador solamente por medio de muestreo previo con el muestreador SPT.

El nivel del fluido de perforación dentro del sondaje o barrenos de eje hueco, deberá ser mantenido al nivel o por encima del nivel freático del terreno en todo momento durante la perforación remoción de varillas de perforación y muestras.

1.10.2.5.2. Procedimiento de Muestras y Ensayo

1. Después que el sondaje se ha avanzado hasta la elevación del muestreo deseado y se ha removido los sobrantes de la excavación, preparar el ensayo con la secuencia de operación siguiente:
2. Asegurar el muestreador de caña partida a las varillas de muestreo y bajarlas en el sondaje. No se permitirá que el muestreador caiga en el suelo a ser ensayado.
3. Colocar el martillo por encima y conectar el yunque a la parte superior de las varillas de muestreo.
4. Esto puede ser hecho antes que las varillas de muestreo y el muestreador se bajen a la perforación.

5. Descansar el peso muerto del muestreador, varillas, yunque y peso de hincas, en el fondo de la perforación y aplicar un golpe de asiento. Si se encuentran muchos sobrantes en el fondo de la perforación, remover el muestreador y las varillas de la perforación y sacar los sobrantes de la perforación.
6. Marcar las varillas de perforación en tres incrementos sucesivos de 6 pulg (0,5m), de modo que el avance del muestreador bajo el impacto del martillo pueda ser observado fácilmente en cada incremento de 6 pulg (0,15m).
7. Hincar el muestreador con golpes de martillo de 63,5 kg y contar el número de golpes aplicado a cada incremento de 6 pulg (0,15m).

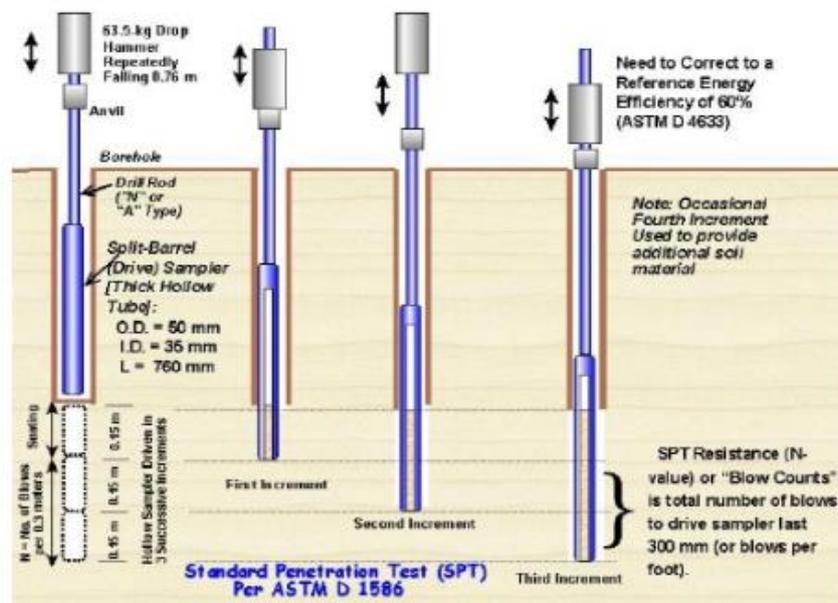


Figura 26: Esquema del hincado del SPT. (Bloc del Ingeniero Civil, 2014)

8. Registrar el número de golpes requerido para alcanzar cada 6 pulg (0,15m) de penetración o fracción. Las primeras 6 pulg. Se consideran las de acomodamiento. Las sumas del número de golpes del segundo y tercer incremento de 6 pulg. De penetración se denomina “resistencia a la penetración estándar” o “valor de N”. Si el muestreador se hincas menos de 18 pulg (0,45m); deberá anotarse en el registro de sondaje el número de golpes de cada incremento completo de 6 pulg (0,15m) y cada incremento parcial. Para los incrementos parciales, deberá reportarse la profundidad de penetración con aproximación a 1 pulg (25 mm), además del número de golpes.

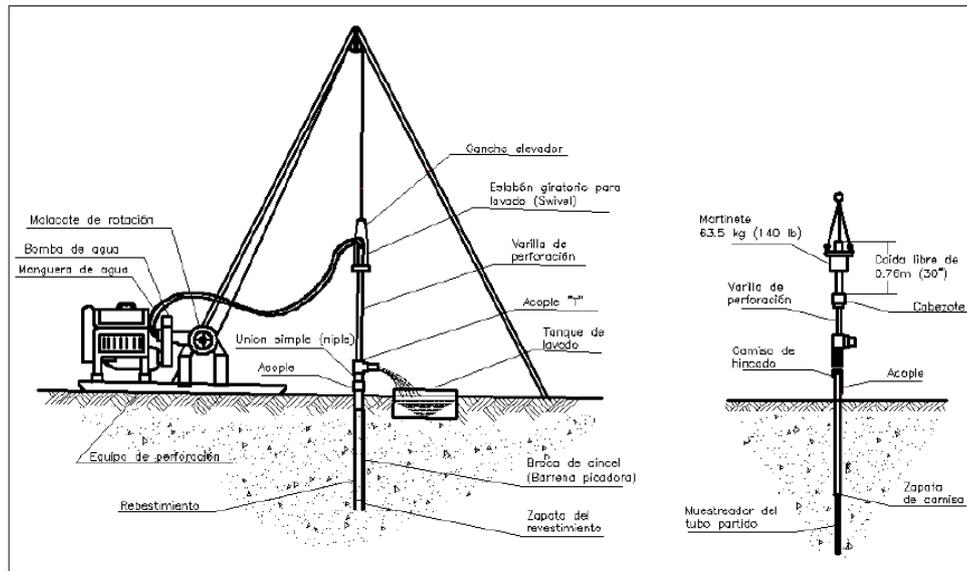


Figura 28: Esquema general del equipo de perforación

9. La salida y bajada del martillo de 63,5 kg deberá ejecutarse mediante uno de los métodos siguientes:
10. Por el uso de un sistema de caída de martillo automático o semi-automático, que levanta el martillo de 63,5 kg y lo deja caer 30 ± 1 , pulg ($0,76 \pm 25$ mm) sin impedimento.
11. Por el uso de un malacate para jalar una soga conectada al martillo. Cuando se use el método de malacate y soga, el sistema y operación deberá cumplir con lo siguiente:
12. El malacate deberá estar libre de oxidación, aceite y grasa y deberá tener un diámetro en el rango de 6 a 10 pulg (150 a 250 mm).
13. El malacate deberá ser operado a una velocidad de rotación mínima de 100 RPM, o la velocidad de rotación aproximada se reportará en el registro de perforación.
14. No más de $2 \frac{1}{4}$ vueltas de soga en el malacate pueden emplearse durante la realización del ensayo de penetración, como se muestra en la figura 16.
15. Para cada golpe del martillo, debe emplearse una salida y bajada por el operador. La operación de jalar y soltar la soga debe ser realizada con ritmo y sin mantener la soga en la parte superior del golpe.
16. Llevar el muestreador a la superficie y abrirlo. Registrar el porcentaje de recuperación o la longitud de la muestra recuperada. Describir las muestras de suelos recuperados, tal como su composición, color, estratificación, luego colocar

una o más partes representativas de la muestra en recipientes sellados e impermeables, sin dañar o distorsionar cualquier estratificación aparente. Sellar cada recipiente para prevenir la evaporación de la humedad del suelo. Fijar etiquetas a los recipientes indicando la obra, número de sondaje, profundidad de la muestra y el número de golpes por cada incremento de 6 pulg (0,15 m). Proteja las muestras contra cambios extremos de temperatura. Si existe un cambio de suelo dentro del muestreador, prepare un recipiente para cada estrato y anote su localización en el muestreador. (MTC E-119, pg.148-159)



Figura 29: Autora.

1.10.2.6. Aplicabilidad del Método SPT.

Las investigaciones llevadas a cabo en laboratorio, la aplicabilidad del método SPT en relación con los parámetros del suelo se describen en la tabla 10.

Tabla 10:

Técnica de investigación de campo

Parámetros de subsuelo	Aplicabilidad del SPT
Tipo de suelo	B
Perfil estratigráfico	B
Densidad relativa	B
Modulo Elasticidad E y G	N
Módulo de corte	
Comprensibilidad C _c	C
Consolidación C _y	N
Permeabilidad (k)	N
Resistencia a la Licuefacción	A

Fuente: Campanella R, G. y Robertson P. K (2010)

Las referencias sobre la aplicabilidad son las siguientes:

A: Aplicabilidad Alta.

B: Aplicabilidad moderada

C: Aplicabilidad limitada

N: Aplicabilidad nula

1.10.2.7. Procedimiento normalizado del SPT

El método de Penetración Estándar es el más ampliamente usado para la exploración de suelos, y comprende dos etapas:

1.10.2.7.1. El Sondeo

Que consiste en hacer una perforación con barreno, inyección de agua o sondeo rotatorio usando un taladro con movimientos de rotación de alta velocidad, y circulando agua para extraer los detritos (ver figura 18).

“En los suelos firmes el sondaje se mantiene abierto por la acción del arco del suelo; en las arcillas blandas y en arenas situadas debajo del nivel freático; el sondaje se mantiene abierto hincando un tubo de acero (tubo de entibado o camisa) o preferiblemente rellenando el hueco con un fluido viscoso llamado “Lodo de perforación”. Este que usualmente es una mezcla de arcillas bentonítica y agua, tiene la ventaja de que soporta las paredes y el fondo de la perforación” (Fernández, 2004,p. 56).

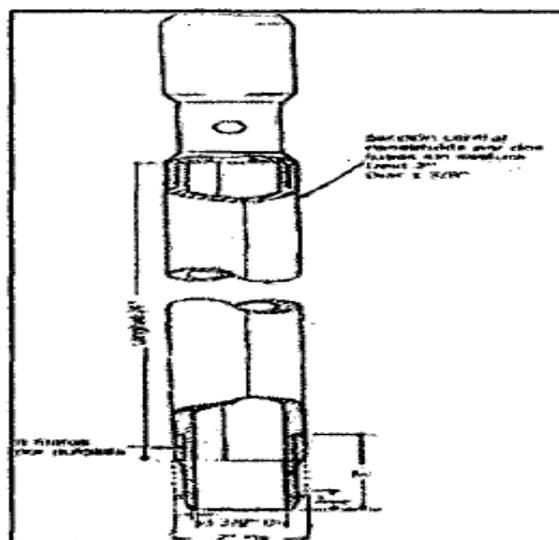


Figura 30: Cuchara partida (Crespo O, 1990)

1.10.2.7.2. El muestreo

Que se realiza con una toma muestras partido denominado también “Cuchara Normal”, que está formado por un tubo de acero de paredes gruesas partido longitudinalmente. El extremo inferior está unido a un anillo cortante, y el superior a una válvula y pieza de conexión a la barra de sondeo. Una vez efectuada la limpieza correspondiente de la perforación de sondeo, se hinca la toma muestras 15 cm en el suelo para asegurarse que la zapata de corte se asiente en material virgen.

Luego se hinca 30 cm. en incrementos de 15 cm a golpes de un martinete que pesa 63.5 kilos (135 libras) y cae de una altura de 75 cm. Se anota el número de golpes que se necesita para hincar él toma muestras cada uno de los 15 cm.

El Registro de Penetración o Índice de Penetración "N" se obtiene al considerar los golpes necesarios para penetrar los últimos 30 cm (12") de un total de 45 cm (18") de la Cuchara Muestreadora; los primeros 15 cm (6") no se consideran, dado que el suelo podría estar alterado por efectos del procedimiento utilizado durante la ejecución del sondaje.

La muestra es examinada, clasificada por el técnico de campo encargado del sondeo, guardándose posteriormente en un depósito de vidrio o plástico, que se sella y se envía al laboratorio. Las muestras recuperadas en el penetrómetro que mantienen su forma cilíndrica pueden ser usadas para pruebas de compresión sin confinamiento.

La resistencia a la Penetración es un indicador de la compacidad de los suelos no cohesivos y de la resistencia de los suelos cohesivos, pues es, en efecto un ensayo Dinámico de Esfuerzo Cortante In Situ.

Las tablas 11 y 12 reflejan la compacidad y la resistencia de acuerdo con los resultados de la prueba de Penetración Estándar.

Tabla 11:

Compacidad Relativa de la Arena.

Número de Golpes	Compacidad Relativa
0 - 4	Muy suelta
5 - 10	Suelta
11 - 20	Firme
21 - 30	Muy firme
31 - 50	Densa
Más de 50	Muy densa

Fuente: (Villalaz, 1980)**Tabla 12:***Resistencia de los suelos cohesivos.*

N° de Golpes	Consistencia	Resistencia a la compresión simple (Kg/cm ²)
< 2	Muy Blanda	< 25
2 - 4	Blanda	0.25 – 0.50
4 - 8	Media	0.50 – 1.00
8 - 15	Firme	1.00 – 2.00
15 – 30	Muy firme	2.00 – 4.00
>30	Dura	> 4.0

Fuente: (Villalaz, 1980)

1.10.2.8. Relaciones entre el Número de Golpes “N” del SPT, Densidad Relativa y Ángulo de Fricción Interna

Fernández (2004). “Relacionan los valores de N-DR y N_{ϕ} en forma independiente de la profundidad a la que se efectúa el ensayo, y por lo tanto de la sobrecarga efectiva en el nivel considerado. Cuando el ensayo se efectúa en arenas finas o limosas bajo el nivel de la napa freática, debe reducirse el número de golpes a través de la siguiente relación:

$$N = \frac{N' + 15}{2}$$

Donde:

$N' > 15$: valor medido in situ, debajo del N.F.

N = valor corregido.

Fernández (como cito a GIBBS y HOLTS, 1949). “Proporciona correlaciones entre N, DR y la sobrecarga efectiva, tomando en consideración el grado de humedad y el tamaño de los granos. Se muestra la correlación entre "N" y la Densidad Relativa de una arena fina, seca, para diferentes valores de la sobrecarga efectiva muestra la misma correlación para arenas gruesas, secas o húmedas. En las figuras mostradas se incluye la correlación de TERZAGHI y PECK a modo de comparación.”

Las propiedades de las arenas utilizadas por GIBBS y HOL TZ en sus investigaciones. En todo caso, puede observarse que el hecho de utilizar la correlación de TERZAGHI y PECK, conduce a estimar una menor densidad relativa, y por ende a subestimar la capacidad de soporte del suelo, con excepción del caso de arenas secas o húmedas cuando "N" es aproximadamente mayor que 35 y la sobrecarga efectiva excede a 40 P.S.I. (2.8 Kg/cm²).

Aporte de Pecky Bazaraa (1951). Relacionan la densidad relativa de la arena con el índice de penetración standard "N" y la presión de sobrecarga en el nivel donde se efectúa el ensayo, por medio de las siguientes relaciones:

$$N = 20 D_R^2 (1+2\sigma) \quad \text{para } \sigma < 1.5 \text{ kisp/pie}^2 \text{ (0.73 kilos/cm}^2\text{)}$$

$$N = 20 D_R^2 (3.5+0.5\sigma) \quad \text{para } \sigma > 1.5 \text{ kisp/pie}^2 \text{ (0.73 kilos/cm}^2\text{)}$$

En la que "N" es el valor del S.P.T. para una arena con una densidad relativa DR y bajo una presión de sobrecarga σ .

Aporte de Meyerhof (1955). En investigaciones realizadas entre 1953, 1954 y 1955 Meyerhof estableció una correlación entre N, DR, y ϕ , la cual es independiente de la presión de sobrecarga efectiva. Según el autor los valores de los ángulos son seguros para arenas limpias y uniformes, deben reducirse por lo menos 5 grados para el caso de arenas arcillosas en ausencia de ensayos de corte; para el caso de una mezcla de arenas con gravas pueden aumentarse hasta 5 grados (Abou y Goble 1997).

Posteriormente en 1975 estableció una correlación en la cual se incluye el efecto de la presión de sobrecarga (σ) en el nivel donde se efectúa el ensayo, por medio de la siguiente relación.

$$N = 1.7 D_R^2 (\sigma + 10); \sigma = \text{lib/pulg}^2$$

1.10.2.9. Factores de Corrección por Sobrecarga en arenas.

El factor de corrección del S.P.T. (CN) está definido como la relación entre la resistencia medida del S.P.T. para una presión vertical efectiva dada (σ_v), a la resistencia medida a un esfuerzo vertical standard (σ_v) Ref., normalmente de 1 T/pie² ó 1 Kg/cm². En la práctica el valor del número de golpes corregido (N1), se obtiene usando la siguiente relación:

$$N1 = CN * N$$

Dónde: N representa el número de golpes medidos.

Los factores de corrección comúnmente usados y que han sido publicados se resumen en la tabla 13

Tabla 13:

Resumen de los Factores de Corrección Publicados.

Referencia	Factor de Corrección C_N	Unidad de σ_v
Teng (1962)	$C_N = \frac{50}{10 + \sigma}$	Psi
Bazaaraa (1967)	$C_N = \frac{4}{1+2\sigma_v}$ $\sigma_v \leq 1.5$	Ksf
	$C_N = \frac{4}{3.25+0.5\sigma_v}$ $\sigma_v > 1.5$	
Peck Hansen y Thournbun (1974)	$C_N = 0.77 \log 10 \frac{20}{\sigma_v}$	Tsf
Seed (1976)	$C_N = 1 - 1.25 \log 10 \sigma_v$	Tsf
Seed (1979)	Ver figura	
Tokimatsu y Yoshimi (1983)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma_v}$	Kg/cm2

Fuente: (Campanella, 1982)

1.10.2.10. Relación entre el Número de Golpes “N” y la Consistencia de las arcillas

Durante la ejecución de los sondajes es posible estimar la resistencia por medio del Ensayo de Penetración, Fig. 7; sin embargo, para un número de golpes dado la dispersión con respecto al término medio puede ser muy grande. Por lo tanto, es recomendable como control realizar ensayos de compresión simple en las muestras obtenidas por la cuchara normal (los valores de laboratorio serán sensiblemente menores debido a la alteración de la muestra)

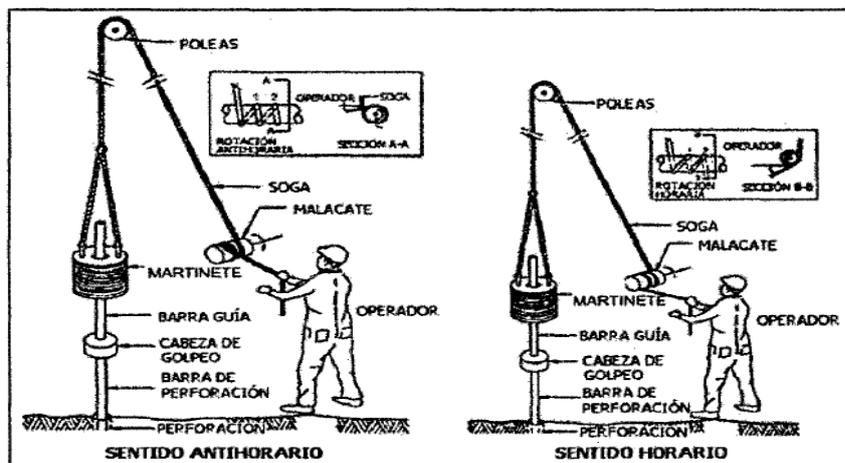


Figura 31: Ensayo de SPT in situ ASTM D1586-84

Se puede estimar en forma aproximada la resistencia de la compresión simple (q_u) en función de N , para los tipos de suelos que se indica, mediante las relaciones siguientes:

Tabla 14:

Relación entre Número de Golpes y Arcilla.

Arcilla	$q_u = \frac{N}{8}(\text{kg/cm}^2)$	TERZAGHI
Arcilla limosa	$q_u = \frac{N}{5}(\text{kg/cm}^2)$	TERZAGHI Y PECK
Arcilla arenosa limosa	$q_u = \frac{N}{7.5}(\text{kg/cm}^2)$	TERZAGHI Y PECK
Loes	$q_u = \frac{N}{4.5}(\text{kg/cm}^2)$	TERZAGHI

Fuente: (Campanella, 1982)

En todo caso sería naturalmente riesgoso e incluso peligroso, pretender deducir directamente q_u de N en una región donde no se hubiera realizado jamás ensayos previos comparativos. GRAUX. (1980), se puede ligar la resistencia a la compresión simple de arcillas con el valor de N por medio de la siguiente relación:

$$q_u = 0.133 N (\text{Kg/cm}^2)$$

Con el ángulo de rozamiento en suelos granulares, ϕ ; aplicable a partir de 2 cm de profundidad. Figuras 31 y 32.

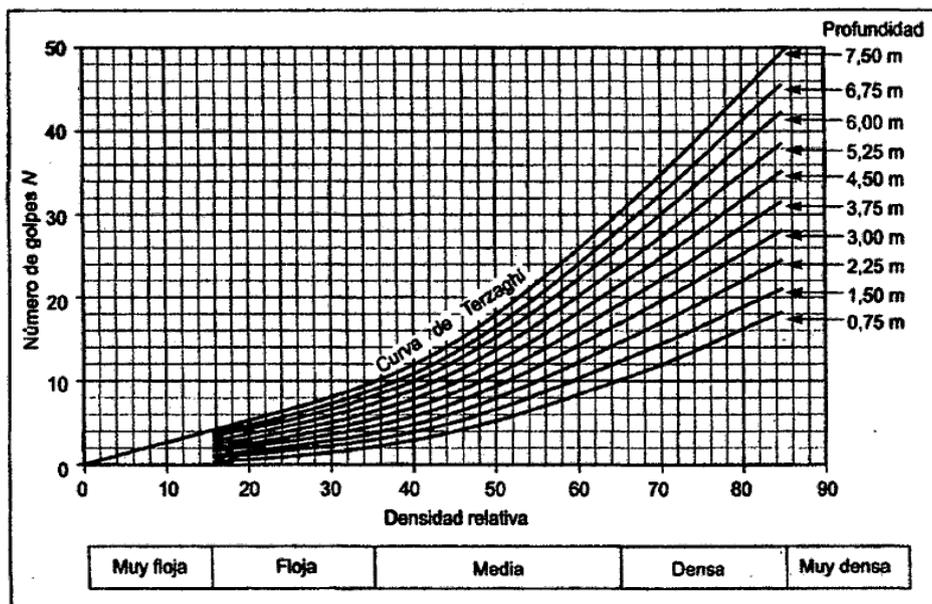


Figura 32: Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad (Thornburn, 1963) (Villalaz, 1980)

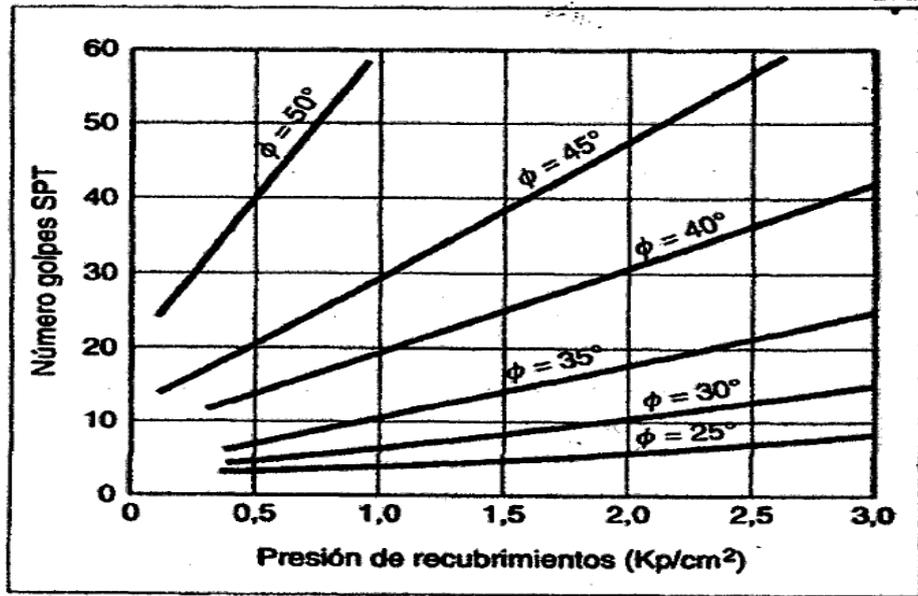


Figura 33: Estimación del valor de ϕ a partir del valor N en arenas (Villalaz 1980)

Tabla 15:

Valores para el cálculo de capacidad portante para arcillas

N	Arcilla		Ang ulo de Roz. inter no (*)	E Kg/c m ²	Índice de Consis tencia	cuadr ada	continua	cuadr ada	conti nua	E	K=
	qu (Kg/ cm ²)	Descrip: Consiste ncia									
< 2	<0.25	Muy blanda	0	3	<0	<0.92	<0.71	<0.3	<0.22	<1	<0.65
2-4	0.25 - 0.50	Blanda	0-2	30	0-0.25	0.92 - 1.85	0.71- 1.42	0.30- 0.60	0.22- 0.45	15 - 30	0.6 - 1.3
4-8	0.50 - 1.00	Media	2-4	45- 90	0.25- 0.50	1.85 - 3.70	1.42- 2.85	0.60- 1.20	0.45- 0.90	30 - 60	1.3 - 2.5
8-15	1.00 - 2.00	Compacta	4-6	90- 200	0.50- 1.00	3.70 - 5.40	2.85- 5.70	1.20- 2.40	0.90- 1.80	60 - 90	2.5- 4
15-30	2.00 - 4.00	Muy compacta	6-12	> 200	LP>H >LR (Ic>1)	5.40 - 11.80	5.70- 11.40	2.40- 4.80	1.80- 3.60	90 - 180	4-8

0										0	
>	>4.00	Dura	>14	>	H<LR	>11.80	>11.40	>4.80	>3.60	18	8-
				200	(Ic>>1					0-	21
)					48	
										0	
	LR:		LP:								
	límite		limit								
	de		e			H: humedad					
	retracc		plásti								
	ión		co								

Fuente: Mec. De Suelos y Cimentaciones (Villalaz, C., 1982)

Tabla 16:

Valores para el cálculo de capacidad portante para arenas

Arena	f ángulo						
N	Compacidad Relativa Cr (%)	Densidad Relativa	roz. Interno (*)	E kg/cm ²	Índice Densidad	Losa	Zapata
0-4	0-15	Muy floja	28	100	0-0.15	requieren	Requieren
5-10	16-35	Floja	28-30	100-250	0.15-0.33	compactación	Compactación
11-30	36-65	Media	30-36	250-500	0.33-0.67	0.7-2.5	0.35-1.25
31-50	66-85	Densa	36-41	500- 1000	0.67-0.85	2.5-4.5	1.25-2-25
>50	86-100	Muy densa	>41	>1000	0.85-1	>4.5	>2.25

Fuente: Mec. De Suelos y Cimentaciones (Villalaz, C., 1982)

Tabla 17:

Relación entre Ø y Cr

Relación entre Ø y Cr (Meyerhof)	
Suelos granulares con más de 5% de arena fina y limo:	Ø=25+0.15 Cr
Suelos granulares con menos de 5% de arena fina y limo:	Ø=30+0.15 Cr

Fuente: Geotecnia y Cimentaciones III

Tabla 18:*Módulo de Poisson*

Leyenda	Módulo de Poisson	
S	Arcilla saturada	0.45
NS	No saturada	0.2
AA	Arcilla arenosa	0.25
<i>LI</i>	<i>Limos</i>	0.325
<i>AD</i>	<i>Arena densa</i>	0.3
<i>AG</i>	<i>Arena de grano grueso</i>	0.15
<i>AF</i>	<i>Arena de grano fino</i>	0.15
<i>R</i>	<i>Roca</i>	0.25
<i>L</i>	<i>Loees</i>	0.2
<i>H</i>	<i>Hielo</i>	0.36
<i>C</i>	<i>Concreto</i>	0.15

Fuente: Geotecnia y Cimentaciones III.

En pruebas de penetración estándar, SPT y suelos sin cohesión, y consideran el valor de N a una presión de sobrecarga efectiva de 10T/m² como estándar el factor de corrección CN que hay que aplicar a los valores de campo N para otras presiones diferentes esta dado aproximadamente por:

$$C_N = 0.77 * \log_{10} \frac{200}{P}$$

P: presión vertical efectiva por sobrecarga en T/m³ a la profundidad D de la prueba de penetración N Ecuación Valida

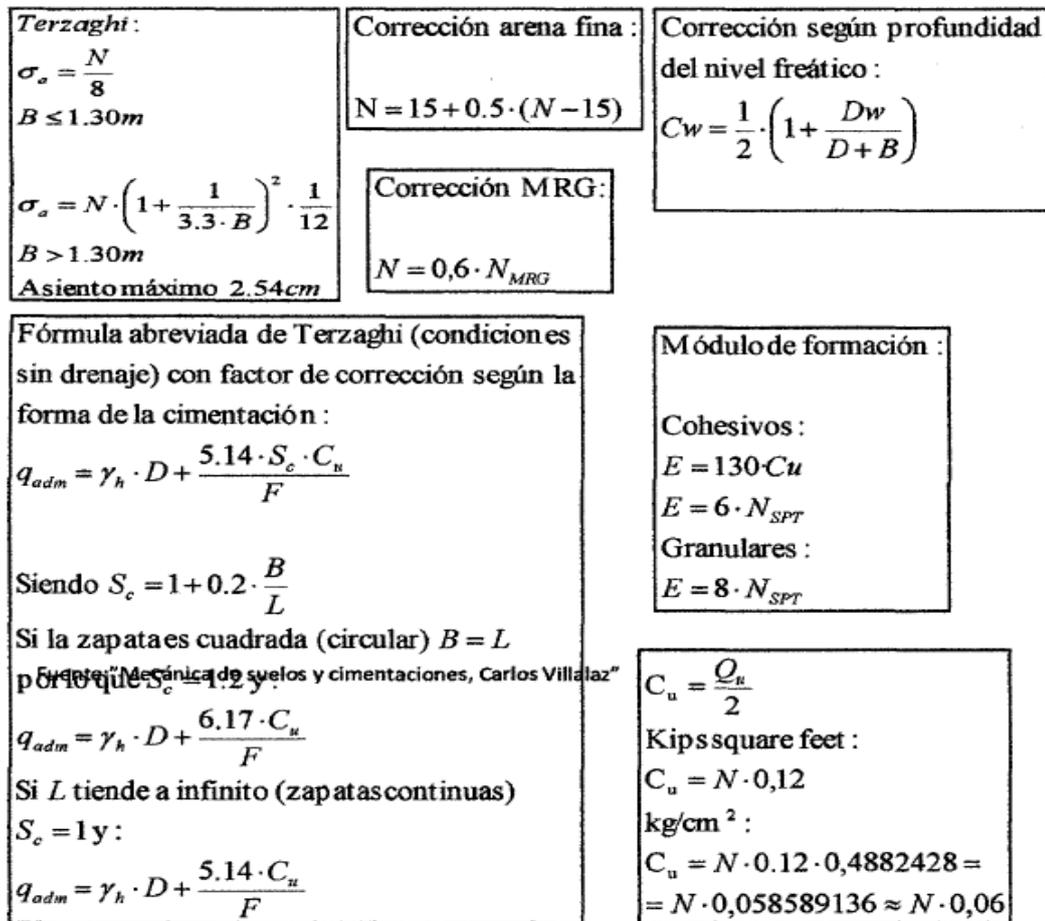


Figura 34: Suelos y cimentaciones, Carlos Villalaz"

1.10.3. Método de Corte Directo

Ravines, J. (2017). "este método describe y regula el método de ensayo para la determinación de la resistencia al corte de una muestra de suelo, sometida previamente a un proceso de consolidación, cuando se le aplica un esfuerzo de cizalladura o corte directo mientras se permite un drenaje completo de ello. El ensayo se lleva a cabo deformado una muestra a velocidad controlada, cerca de un plano de cizalladura determinado por la configuración del aparato de cizalladura. Generalmente se ensayan tres o más especímenes, cada una carga normal diferente para determinar su efecto sobre la resistencia al corte y al desplazamiento y las propiedades de resistencia a partir de las envolventes de resistencia de Mohr.(p,33).

"Los esfuerzos de cizalladura y los desplazamientos no se distribuyen uniformemente dentro de la muestra y no se puede definir una altura apropiada para el cálculo de las deformaciones por cizalladura. En consecuencia, a partir de este ensayo no

pueden determinarse las relaciones esfuerzo-deformación o cualquier otro valor asociado, como el módulo de cizalladura”. (Ravines, 2017, p. 34).

1.10.3.1. Terminología

La Norma ASTM (1994). Las definiciones de este método corresponden a los datos en la Norma D653. Descripción de términos propios de esta norma.

“Desplazamiento lateral relativo: desplazamiento horizontal de la mitad superior de la caja de cizalladuras respecto a la mitad inferior”. (Ravines, 2017, p.35)

“Estado de esfuerzos en condiciones de falla para un espécimen: Normalmente se acepta que la falla corresponde al máximo esfuerzo de cizalladura alcanzado, o al esfuerzo de cizalladura cuando ha tenido lugar del 15 % al 20% de desplazamiento lateral relativo. Dependiendo del comportamiento del suelo y de la aplicación en el campo pueden definirse otros criterios más adecuados”. (Ravines, 2017, p.35).

1.10.3.2. Descripción del ensayo

“Este ensayo consiste en colocar el espécimen del ensayo en una caja de cizalladura directa, aplicar un esfuerzo normal determinado, humedecer o drenar el espécimen de ensayo, o ambas cosas, consolidar el espécimen bajo el esfuerzo normal, soltar los marcos que contienen la muestra y desplazar un marco horizontal respecto al otro a una velocidad constante de deformaciones y medir la fuerza de cizalladura y los desplazamientos horizontales a medida que la muestra es cizallada”. (Ravines, 2017, p. 35).

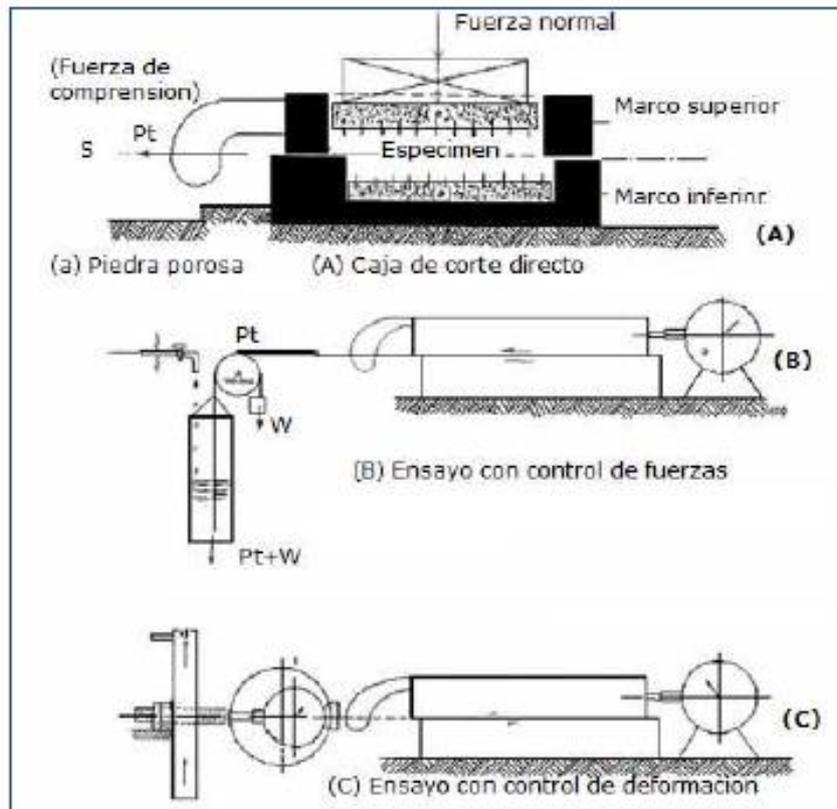


Figura 35: Dispositivo para el ensayo de corte directo (MTC, 2016, p 170)

El diseño del molde de corte no permite el control del drenaje de la muestra. Esta no es una limitante en el caso de arenas y gravas, que son materiales de drenaje libre y por lo general fallan en condiciones completamente drenadas. Sin embargo, en depósitos de arcilla un elemento de suelo en el campo puede fallar sin ningún drenaje (sin disipación del exceso de presión intersticial), con drenaje parcial (con alguna disipación del exceso de presión intersticial), o drenaje completo (con un total disipación del exceso de presión intersticial) dependiendo de la velocidad a la cual se le aplica la carga a la masa de suelo. Aunque puede intentarse medir la resistencia al corte no drenado mediante la aplicación de la fuerza cortante sobre la muestra en pocos minutos; la falta de control del drenaje hace obvio que exista una incertidumbre sobre si este valor representa o no la verdadera resistencia no drenada. Por esta razón, la resistencia al corte no drenado de un suelo arcilloso a menudo se mide en una cámara triaxial, la cual permite el completo control del drenaje de la muestra. Sin embargo, el ensayo de corte directo puede utilizarse para medir la resistencia drenada de los suelos arcillosos si primero se consolida por completo la muestra bajo la carga normal y luego se corta la muestra a una velocidad suficientemente lenta para asegurarse de la disipación inmediata del exceso de presión intersticial que se

produce durante el corte. Por lo tanto, para arcillas y arenas drenadas el esfuerzo normal efectivo en el plano de corte está dado por $\sigma = N/A$ y el esfuerzo cortante asociado, donde A es el área en planta del molde de corte. (Ravines, 2017, p. 75).

Según las condiciones en que produce el drenaje de la muestra se distinguen tres tipos de ensayos:

1. En el “ensayo sin drenaje” no se permite el drenaje de la muestra ni durante la aplicación de la carga vertical, ni durante la aplicación del esfuerzo cortante.
2. En el ensayo “consolidado – sin drenaje” se permite que la muestra drene durante la aplicación del esfuerzo vertical, de modo que en el momento de empezar a aplicar el esfuerzo de corte las presiones intersticiales sean nulas, pero no durante la aplicación del esfuerzo cortante.
3. Por último, en el “ensayo con drenaje” se permite el drenaje de la muestra durante todo el ensayo, de modo que las presiones intersticiales sean nulas durante la aplicación del esfuerzo cortante.

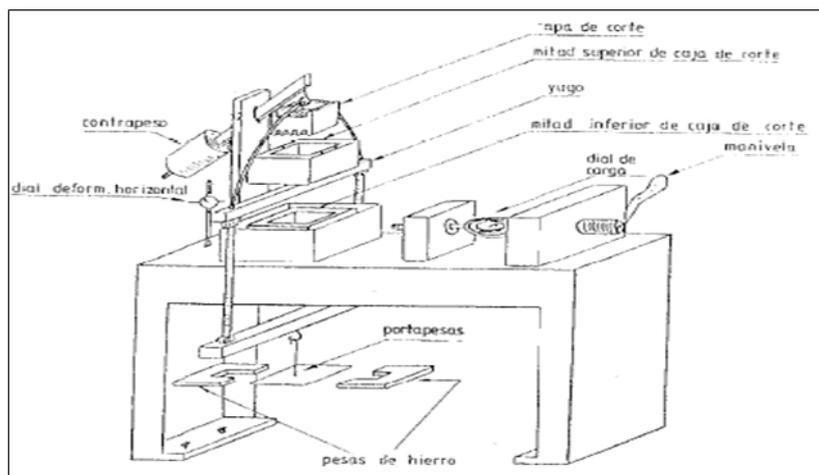


Figura 36: Aparato de corte directo (Vallejos, 2004, p. 62)

1.10.3.3. Significado y uso

“El ensayo de cizalladura directa es adecuado para la determinación relativa rápida de las propiedades de resistencia de materiales drenados y consolidados. Debido a que las trayectorias de drenaje a través de la muestra son cortas, se permite que el exceso de presión en los poros sea disipado más rápidamente que con otros ensayos drenados. El ensayo puede ser hecho en todo tipo de suelo inalterado, remoldeados o compactados.

Hay sin embargo una limitación en el tamaño máximo de las partículas presentes en las muestras. Los resultados de los ensayos son aplicables para estimar la

resistencia al corte en una situación de campo donde ha tenido lugar una completa consolidación bajo los esfuerzos normales actuales. La ruptura ocurre lentamente bajo condiciones drenadas, de tal manera que los excesos de presión en los poros quedan disipados.” (Ravines, 2017, p. 37).

1.10.3.4. Ensayo con drenaje en el aparato de corte directo.

Vallejos (2004). Para que las presiones intersticiales sean nulas durante todo el ensayo, la muestra de suelo debe ser inundada (ver fig.25) si el suelo es de grano fino, pues de otro modo podría existir en él tensiones capilares. Si realizamos tres de estos ensayos en tres muestras idénticas de un mismo suelo, con tres presiones verticales distintas, podemos representar en abscisas la presión normal sobre el plano horizontal que separa a ambas armaduras, y en ordenadas la tensión de corte.

Estos puntos define una línea llamada “línea de resistencia si las variaciones de la presiones de consolidación no es excesiva, esta línea se puede aproximar con una línea recta, de acuerdo con el criterio de rotura de Coulomb; la ordenada en el origen de la recta se conoce con el nombre de “cohesión efectiva”, c y el ángulo que forma dicha recta con el eje de las abscisas se conoce con el nombre de “ángulo de rozamiento interno efectivo”, ϕ' Estos parámetros corresponden únicamente al plano ensayados”. En las arenas sin cementar, y en arcillas amasadas con la humedad correspondiente al límite líquido, la línea de resistencia pasa por el origen” (p. 63)

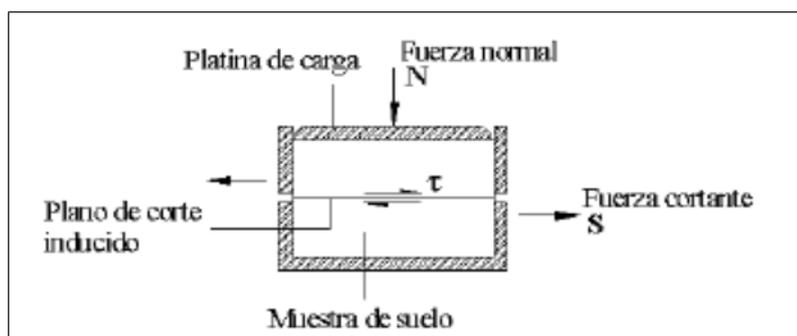


Figura 37: Representación esquemática de un molde de corte (Vallejos, 2004, p. 62)

1.10.3.5. Dilatación

“Muestra las relaciones típicas esfuerzo-deformación-cambio de volumen unitaria que se obtienen con arenas, sueltas y densas.

En arenas sueltas el volumen disminuye durante el corte, ya que estos suelos se desplazan formando algo más denso. Para grandes deformaciones cortantes del orden del 20%, la muestra se cizalla a volumen constante con un valor constante de esfuerzo cortante. Para estas grandes deformaciones la tendencia al aumento de volumen por algunas partículas que se mueven hacia arriba se anula con partículas adyacentes que se desplazan hacia los vacíos grados, dando como resultado un cambio de vacío neto nulo. En estas condiciones se dice que la muestra se encuentra en estado de relación de vacíos crítica o en estado de relación de vacíos constante.

En una arena densa, la trabazón de los granos hace que se separen (es decir, se mueven hacia arriba montándose unos sobre otros) para que se produzcan movimientos relativos o el corte en los granos. Por lo tanto, la muestra se expande durante el corte; este fenómeno se denomina dilatación, cuyo movimiento se opone a la presión de confinamiento. En consecuencia, el esfuerzo cortante pico se presenta en un valor particular de la deformación cortante unitaria, la tasa de dilatación disminuye, ya que la muestra se incrementa la deformación cortante unitaria, la tasa de dilatación disminuye, ya que la muestra alcanza un valor de relación de vacíos constantes y los esfuerzos cortantes disminuyen hasta un valor residual. Para la misma presión de confinamiento, el esfuerzo cortante residual de una muestra densa es igual al esfuerzo cortante máximo de una muestra suelta. Los valores típicos de la deformación en la falla en arenas sueltas están en alrededor de 12% al 16%; en las arenas densas este valor está alrededor de 2% al 4%.” (Vallejos.2004, p. 63)

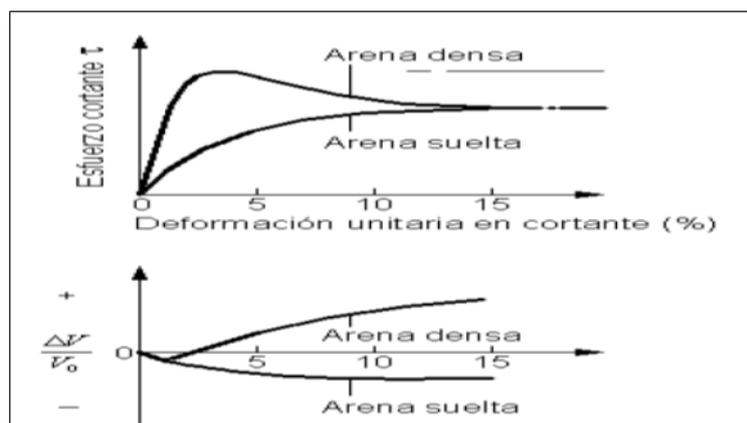


Figura 38: Relación de esfuerzo-deformación unitaria-cambio de volumen para ensayo drenado con arenas. (Vallejos, 2004, p. 62)

1.10.3.6. Factores que afectan los resultados

Vallejo (2004). "Para el resultado del ensayo sean fiables, este debe realizarse cumpliendo con los requerimientos exigidos por la norma ASTM D-3080. Estos requerimientos tiene que ver con:

Tamaño máximo de las partículas del suelo. Para cajas de corte de 2" de lado el tamaño máximo es de 2 mm.

Las características del equipo de corte. Como la rigidez de la caja. El equipo debe ser capaz de cortar al espécimen a una razón uniforme de desplazamiento con menos de $\pm 5\%$ de desviación y debería permitir el ajuste de la razón de desplazamiento desde 0.0025 a 1 mm/min.

La calibración del equipo. Esto implica verificar que el mecanismo de medición de la fuerza sea comparado con patrones confiables. Precisión de las lecturas de la fuerza de corte (0.5 lbf).

Uniformidad de densidad del espécimen. En el caso de las arenas el método más apropiado es verter la cantidad total y someterlo a vibración.

Velocidad de ensayo. Está en función del tipo de suelo, la velocidad del ensayo debe permitir la disipación de la presión de agua en los poros durante el ensayo. De este modo se podrán medir los esfuerzos resistentes efectivos. Esta velocidad se puede estimar de la siguiente ecuación:

$$d_r = \frac{d_f}{t_f}$$

Donde:

d_r = velocidad de deformaciones horizontales

d_f = desplazamiento horizontal estimado de mal falla

t_f = lapso de tiempo estimado hasta la falla. (p. 36)

Como guía la norma ASTM D3080, recomienda estimar t_f empleando la siguiente expresión:

$$t_f = 50 t_{50}$$

t_{50} = es el tiempo requerido por el espécimen para lograr el 50% de consolidación bajo el esfuerzo normal especificado. Este valor puede ser calculado utilizando la siguiente expresión:

$$t_f = t_{90} / 4.28 \quad (\text{minutos})$$

t_{90} = es el tiempo por el espécimen para lograr el 90 % de consolidación bajo el esfuerzo normal especificado.

4.28 = es una constante que relaciona desplazamientos y factores de tiempo para 50% y 90% de consolidación.

Fácilmente, la misma referencia recomienda utilizar t_f igual a 10 minutos. Cuando el contenido de finos es mayor a 5% en este tipo de suelos, recomienda utilizar un t_f igual a 60 minutos. La magnitud del desplazamiento hasta la falta de varios factores, incluyendo el tipo y la historia del suelo. Como guía, la norma tomando como referencia en esta discusión, indica como d_f igual a 0.5 pulgadas (12mm) para suelos normalmente o ligeramente sobre consolidados y 0.2 pulgadas (5mm) para suelos sobre consolidados". (p. 57)

1.10.3.7. Ángulo de fricción efectiva

Vallejo (2004). "El ángulo máximo de fricción efectiva para un estado de densidad en particular se obtiene al graficar el valor máximo del esfuerzo cortante τ_{max} en función delo esfuerzo normal efectivo σ' (ver figura 27) para establecer la envolvente de falla se realizan diferentes ensayos con diferentes valores de presión vertical y se dibuja una línea recta desde el origen ($c'=0$ en suelos granulares) pasando por los respectivos puntos; la pendiente de esta línea se designó con ϕ' .

Tabla 19:

Valores de ϕ' para suelos granulares.

Tipo de suelo	ϕ' (grados)	
	Suelto	Denso
Limo	27-30	30-34
Arena limosa	27-33	30-35
Arena uniforme	28	34
Arena bien gradada	33	45
Grava arenosa	35	50

Fuente: Terzaghi y Peck, 1967

En la figura 37 y 38, se observa que los cambios de volumen tienen una influencia fundamental en el valor de la resistencia al corte de los suelos. Tales efectos se reflejan empíricamente en el valor de ϕ' en la ecuación de Coulomb. Sin embargo, un tratamiento detallado requiere el estudio del comportamiento de las partículas del suelo para separar el componente de la resistencia debido a la estructura de las partículas, de aquel que corresponde a la fricción entre las partículas.

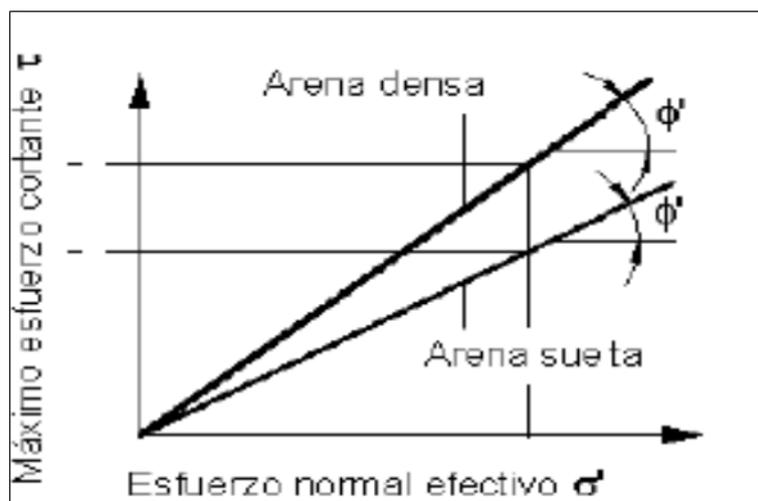


Figura 39: Envolvente de fallas para ensayos drenados con arena. (Vallejos, 2004)

1.10.3.8. Presión de agua en los poros

Vallejos (2004). “Los suelos saturados que maneja el constructor suele estas formados por dos elementos: partícula y agua.

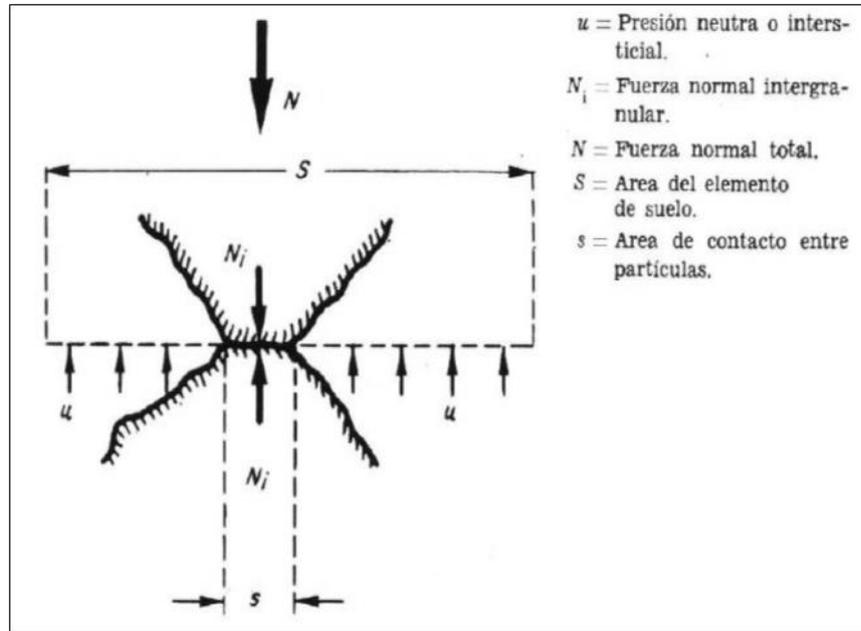


Figura 40: Envoltorio de fallas para ensayo drenados con arena. (Vallejos, 2004)

En la figura 39 un corte, de arena elemental S, que pasa a través de la superficie de contacto entre dos partículas. Si igualamos la fuerza total normal que actúa sobre S, N, con la fuerza intersticial y la intergranular normal, tendremos:

$$N = \mu (S - s) + N_i$$

Dividiendo por S y operando, tendremos:

$$\sigma_1 = \sigma - \mu (1 - s/S)$$

Siendo:

$$\sigma_1 = \frac{N_i}{S}, \text{ a la que designaremos con el nombre de "presión intergranular"}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S}, \text{ presión total.}$$

Con los suelos y presiones normalmente empleado en ingeniería, s/S suele ser permanente pequeño por lo cual, a efecto práctico, la fórmula se reduce a:

$$\sigma_1 = \sigma - \mu$$

En estas circunstancias ($s/S \approx 0$), Terzaghi encontró que σ_1 es la presión de la cual depende la compresión y la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, es decir, que la

presión intergranular es la “presión efectiva” σ_1 . Sustituyendo σ_i por σ' en la formula obtenemos la ley de Terzaghi o principio de presión efectiva, quizás la ley más importante de la mecánica de suelos:

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

Si admitimos que el contacto entre las partículas es puntual, resulta que una partícula sólida se encuentra totalmente rodeada de líquido. Si no hay movimiento del líquido sólida aplicar el Principio de Arquímedes, y resulta que las presiones efectivas se podrán calcular directamente empleando el “peso específico sumergido” γ' ... (Vallejos, 2004, p. 58)

$$\gamma' = \frac{W_s - V_s \gamma_w}{V_t}$$

16.11. Normatividad.

16.11.1. Norma técnica del ensayo SPT in situ

MTC E 119, NTP 339.134 SUELOS. Método para la Clasificación de Suelos con propósitos de Ingeniería, ASTM D 2488 Standard Practice for Description and Identification (Visual-Manual Procedure).

16.11.2. Norma técnica del ensayo de Corte Directo en laboratorio.

MTC E 123, ASTM D 3080: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.

16.11.3. Norma técnica de las propiedades de los suelos.

Ensayos Estándar de laboratorio

- | | |
|---------------------------|------------------|
| • Análisis granulométrico | Norma ASTM-D422 |
| • Límite Líquido | Norma ASTM-D423 |
| • Límite Plástico | Norma ASTM-D424 |
| • Humedad Natural | Norma ASTM-D2216 |
| • Clasificación | Norma ASTM-D2487 |

Ensayo SPT: El Ensayo de Penetración Estándar (SPT), consiste en la introducción en el fondo de un sondeo geotécnico de una toma muestras normalizado unido a un tren de varillas, mediante el golpe en la cabeza de ellas con una maza de 63,5 kg de masa, cayendo desde una altura de 76 cm. El golpeo se contabiliza en tres tramos de 15 cm de avance cada uno, denominándose valor N a la suma de los valores segundo y tercero. Este ensayo es uno de los más antiguos en geotecnia, y su uso universal y durante décadas, en todo tipo de terrenos, ha permitido establecer numerosas correlaciones con otros parámetros geotécnicos, así como la difusión de fórmulas empíricas para cálculos directos de capacidad portante y asentamientos, entre otros. (Foundation Engineering, G.A. Leonards).

Ensayo de Corte Directo: Esta prueba es conveniente para la detenninación relativamente rápida de las propiedades de resistencia consolidada debido a que las trayectorias de drenaje a través del espécimen son cortas, en consecuencia permiten que el exceso de la presión de poros sea disipado más rápidamente que con otras pruebas de resistencia drenada.(MTC E-123)

Granulometrías: Parte de la petrografía que trata de la medida del tamaño de las partículas, granos y rocas de los suelos.

Estrato: Masa mineral en forma de capa de espesor más o menos uniforme, que constituye los terrenos sedimentarios.

Nivel freático: Límite superior de saturación de las aguas subterráneas.

Napa freática: Agua subterránea en la capa freática: es un pequeño río subterráneo o acuífero menor.

Estratigrafía: rama de la geología que trata del estudio e interpretación de las rocas sedimentarias, metamórficas y volcánicas estratificadas, y de la identificación, descripción, secuencia, tanto vertical como horizontal, cartografía y correlación de las unidades estratificadas de rocas

Ángulo de fricción: es una propiedad de los materiales granulares el cual tiene una interpretación física sencilla, al estar relacionado con el ángulo de reposo o máximo ángulo

posible para la pendiente de un conjunto de dicho material granular. En un material granuloso cualquiera el ángulo de reposo está determinado por la fricción, la cohesión y la forma de las partículas pero en un material sin cohesión y donde las partículas son muy pequeñas en relación al tamaño del conjunto el ángulo de reposo coincide con el ángulo de rozamiento interno

CAPÍTULO II

MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Tipo y Diseño de la Investigación

2.1.1. Tipo de investigación

La presente investigación es de Tipo Cuantitativa, ya que se desarrolló trabajos de campo y ensayos de laboratorio respectivos, para elaboración de una base de datos para lograr la máxima objetividad de los resultados. (Hernández, Collado y Baptista, 2010).

2.1.2. Diseño de investigación

El diseño de la Investigación es Cuasi-Experimental, ya que se tomó muestras para realizar una serie de ensayos en laboratorio, con el fin de obtener datos que ayuden en la investigación. (Hernández, Collado y Baptista, 2010).

2.2. Métodos de investigación

2.2.1. Método Inductivo

En dicha investigación después de haber obtenido con éxito los resultados a partir de la observación de datos y luego de los registros del proceso de los ensayos en laboratorio procederemos a la realización del mapeo de la zona determinando el tipo de capacidad portante y su ángulo de fricción de los suelos. (Hernández, Collado y Baptista, 2010).

2.2.2. Empírico

Busca la obtención y elaboración de datos empíricos para el conocimiento de la realidad en la determinación de los parámetros geotécnicos del suelo en la Habilitación Urbana Fundo La Peña. (Hernández Meléndez, 2006).

2.2.3. Método Descriptivo

Buscan especificar las propiedades, características y los perfiles en este caso del suelo o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Es decir, únicamente pretenden medir o recoger información de manera independiente o conjunta (Sampieri, 2007, p. 80).

2.3. Población y muestra

2.3.1. Población

La población en estudio fueron los suelos de la zona de estudio en La Habitación Urbana Fundo La Peña que consta de 3.5683 Hás. Con un muestreo que tuvo como criterio de selección, toda la información existente sobre la zona de estudios; haciendo un reconocimiento geotécnico in situ identificar las características y especificaciones técnicas de los suelos. (Hernández, Collado y Baptista, 2010).

2.3.2. Muestra

La muestra será 12 puntos de perforación, el cual se realizaran con SPT y 12 calicatas para el corte directo que se realizó en el Fundo La Peña.

2.4. Variables y operacionalización

2.4.1. Variable independiente: Suelo.

Suelo: Es un material terrestre formado por descomposición de un conjunto de rocas de diversas formas y tamaños, así como materia orgánica, bacterias, agua y aire. (Crespo Villalaz, 2004).

2.4.2. Variable dependiente: Ensayo de Penetración Estándar y Corte Directo

Ensayo de Penetración Estándar in situ: es un método no destructible que mide la resistencia de los suelos y que consiste en la penetración por el número de golpes, a través del terreno natural o suelos de fundación. (MTC E-190, pg.145)

Corte Directo de laboratorio: La evaluación de la resistencia al esfuerzo normal y cortante del suelo, permite cuantificar parámetros necesarios para solucionar problemas relacionados con la resistencia del terreno. (MTC E-123, pg.167)

2.5. Operacionalización

2.5.1. Operacionalización de variable independiente

Tabla 20:
Variable Independiente

Variable	Dimensiones	Indicadores	Subíndices	Índice		Técnicas de Recolección de Información	Instrumentos de Recolección de Información	Instrumentos de medición
Independiente								
Suelo	Propiedades Físicas	Contenido de humedad	Agua	%		Observación	Guía de observación Formato Técnico de Registro	Balanza
		Granulometría	Agreg. Fino	mm		Observación	Guía de observación Formato Técnico de Registro	Juegos de Tamices
			Agreg. Grueso					
	Límites de Atterberg	LL, LP, IP	%		Observación	Guía de observación Formato Técnico de Registro	Copa de Casagrande, acanalador, placa de vidrio, horno	
	Propiedades Mecánicas	Angulo de fricción	Resistencia al corte	σ		Observación	Formato Técnico de Registro	Máquina de Corte Directo y SPT
		cohesión	Resistencia al corte	Kg/cm ²		Observación	Formato Técnico de Registro	
	Normatividad	MTC (E-107)	Análisis Granulométrico	mm		Análisis Documentos	Análisis documentario	Documentos
		MTC (E-108)	Contenido de humedad	%		Análisis Documentos	Análisis documentario	Documentos
		ASTM D3048	Corte Directo	Kg/cm ³ - %		Análisis Documentos	Análisis documentario Formato Técnico de Registro	Documentos

Fuente: Modelo del Área de Investigación Universidad Señor de Sipán. Fuente propia

2.5.2. Operacionalización de las variables dependientes

Tabla 21:

Variable dependiente.

Variable	Dimensiones	Indicadores	Subíndices	Índice	Técnicas de Recolección de Información	Instrumentos de Recolección de Información	Instrumentos de medición
Dependiente							
Penetración Estándar (SPT)	Propiedades	Resistencia a la penetración del suelo por medio de golpe	-----	mm/kg	Observación y ensayo	Guía de observación Formato Técnico de Registro	Equipo de perforación
	Normatividad	MTC (E – 119) ASTM D 1586	Relaciones de penetración - número de golpes	mm / #golpes	Observación	Guía de observación	Método del SPT
Corte Directo (CD)	Propiedades	Capacidad de resistencia del suelo	-----	mm/kg	Observación	Guía de observación	Método Corte Directo
	Normatividad	MTC (E-123)	Relaciones de resistencia		Observación	Guía de observación	

Fuente: Modelo del Área de Investigación Universidad Señor de Sipán. Fuente propia

2.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y compatibilidad

2.6.1. Técnicas de recolección de información

Observación:

Esta técnica se utilizó para obtener datos cuantitativos en campo, características, comportamientos y diversos factores que presenta el objeto de estudio de nuestra investigación. (Sampieri, Collado, Lucio, 2010)

Análisis de documentos:

Se usa esta técnica, para la obtención de información, base teórica, normatividad mediante estudios y análisis de documentos que contienen datos, símbolos y procedimientos. (Sampieri, Collado, Lucio, 2010)

2.6.2. Instrumentos de recolección de información

Guía de Observación:

Se utilizó los formatos (formato técnico de registro) requeridos para completar los datos según cada ensayo que se realizó en el laboratorio de mecánica de suelos, en la cual se observará los fenómenos ocurridos en el laboratorio y en campo, así mismo se procederá describir las anotaciones correspondientes. (Bernal, 210, pág. 257).

Formatos técnicos de registro:

Para la recolección de datos y obtención de los resultados se usó formatos ya estandarizados, por el laboratorio de mecánica de suelos de la Universidad Señor de Sipán. Ver anexo N 1

Guía de Análisis documental:

Este instrumento es muy importante, de aquí radica en gran parte la información recopilada en la presente investigación, uno de los documentos que se utilizó durante todo el desarrollo de nuestra investigación será la normatividad del Manual de Ensayos de Materiales-MTC, para establecer los métodos adecuados para llevar a cabo los ensayos realizados en campo y laboratorio.

Además de los diferentes libros de Mecánica de suelos, como se detalla en las referencias bibliográficas.

2.7. Validación y confiabilidad de instrumentos

2.7.1. Validación de instrumentos

La confiabilidad de un instrumento de medición se refiere al grado en que su aplicación repetida a un objeto produce resultados iguales.

Esto significa que los ensayos realizados a las diferentes muestras en el laboratorio deben dar resultados iguales. Se ha hecho en Laboratorio LEM-USS (Sampieri, Collado, Lucio, 2010).

2.7.2. Confiabilidad de instrumentos

Se organizó estadísticamente la información obtenida de la actual investigación, se utilizó el programa de Excel y Civil3D e instrumentos como Estación Total Topcón ES-105, equipo del Ensayo de Penetración Estándar, Máquina de Corte Directo, equipo de Speedy, equipo de Permeabilidad. En el cual se basó en hacer cuadros, curvas, gráficas, entre otros con los resultados obtenidos en cada ensayo.

2.8. Procedimiento para la Recolección de Datos

2.8.1. Diagrama de Flujos de Procesos

Mediante el siguiente flujo-grama se dará la explicación del trabajo de investigación.



Figura 41: Elaboración propia

2.9. Criterios éticos.

Ética de la recolección de datos:

Corresponde a la realización de recolección de datos con veracidad y responsabilidad respetando a las personas, no se falsificará ningún dato o resultado, ya que esta información podrá ser usada en el futuro por estudiantes o por otros investigadores y se desea dejar un buen precedente con información actualizada y veraz para la orientación y base de trabajos afines en el futuro. (Informe Belmont, 1979).

Ética de la publicación

La presente investigación ha sido realizada con el fin de aportar nuevos conocimientos en la rama de geotecnia, por lo cual, si se usa posteriormente como referencias a temas similares, se debe realizar el debido reconocimiento a la autora, el hacer esto es un fin de justicia y lucha contra el plagio. (Informe Belmont, 1979).

Ética de la aplicación

Los beneficios futuros que se puedan obtener a través de esta investigación deben estar acorde con el código ético de la profesión, ya que esta investigación se puede aplicar en el lugar de estudio, mejorando la calidad de vida de la población por tal motivo es importante reconocer las ventajas y desventajas que se pueden originar. (Informe Belmont, 1979)

2.10. Criterio de rigor científico

2.10.1. Generalidades

Por medio de la aplicación de los ensayos se obtuvo resultados en función de las características que presento el material, esto me permitirá la total validez.

2.10.2. Validez

Las variables son relevantes y están muy bien relacionadas entre sí permitiendo así comprobar la consistencia de la investigación la respuesta a la formulación del problema.

2.10.3. Fiabilidad

Los resultados de nuestros ensayos serán confiables por que serán reales, propios de la zona de estudio. Ya que los procesos de los ensayos de calidad se realizan con la ayuda de los equipos correctos en un laboratorio de mecánica de suelos.

2.10.4. Replicabilidad

El estudio se podrá replicar, sin ningún problema comprobando los resultados obtenidos sin que los resultados se contradigan y detallando si es que es posible temas relacionados con la misma.

CAPÍTULO III

RESULTADOS

3.1. Levantamiento topográfico de la zona de estudio.

Se realizó el estudio topográfico en el área de expansión urbana ocupando un área total aproximada de 3.5683 Has. Que permita caracterizar la superficie del terreno a nivel de detalle incluyendo manzanas, calles, lotes, viviendas y curvas de nivel. El estudio topográfico comprende: el levantamiento del Sector mismo.

Se trabajó en el Sistema de Coordenadas UTM (Universal Transversal Mercator), Datum horizontal Sistema Geodésico Mundial WGS-84.

Se ubicó dos puntos referenciales con la ayuda de la Estación Total ES105. (BM-0 Y BM-1).

Una vez ubicado los puntos de referencia se procedió a instalar la estación total y realizar una rectificación de datos (coordenadas) en los dos puntos mencionados.

Una vez hecha la corrección de datos, se realizó la monumentación de los posibles Bms que se emplearían en levantamiento topográfico. Se realizó la corrida de una poligonal abierta con estación total para así saber las coordenadas de los Bms monumentados. Sabiendo ya las coordenadas reales de cada Bm, se necesitaba las cotas de los mismos. Para esto se realizó una corrida de nivelación ida y vuelta.

Con los datos necesarios (coordenada y cota) se procedió a realizar el levantamiento topográfico con la opción de trisección o estación libre, el cual brinda el equipo.

Tabla 22:

Coordenadas UTM.

PTO	ESTE	NORTE	COTA	DESCRIPCIÓN	LONGITUD	LATITUD
1	619974.578	9258101.182	11.254	BM-0	W079° 54' 52.18"	S006° 42' 38.46"
2	619942.949	9258154.506	12.037	BM-1	W079° 54' 53.21"	S006° 42' 36.72"
3	620006.668	9258213.654	12.104	BM-2	W079° 54' 51.14"	S006° 42' 34.79"
4	620167.677	9258357.222	11.869	BM-3	W079° 54' 45.91"	S006° 42' 30.11"
5	620217.414	9258295.334	13.879	BM-4	W079° 54' 44.28"	S006° 42' 32.12"
6	620143.367	9258174.625	12.233	BM-5	W079° 54' 46.69"	S006° 42' 36.05"

Fuente: Propia

Con los resultados obtenidos del levantamiento topográfico, se ha hecho con la finalidad de obtener la información detallada del área y desniveles existentes en la zona de estudio y a su vez ubicar los SPT y calicatas respectivamente.

Los resultados consolidados se muestran en el informe topográfico y a su vez se adjunta el certificado de calibración del equipo. Ver Anexo N° 2:

3.2. Ensayos de Penetración Estándar in situ y Corte Directos para determinar los Parámetros geotécnicos

3.2.1. Realización del ensayo de Penetración Estándar in situ

Este método se usó utilizando la norma técnica peruana 339.133 y la ASTM D1586, para realizar el ensayo de Penetración Estándar, se siguieron los siguientes pasos según lo explicado anteriormente en la descripción del ensayo del MTC E 119:

1. Hincar el muestreador partido (estándar) una distancia total de 45 cm (18" aproximadamente) dentro del suelo, a partir del fondo de la perforación
2. Contar el número de golpes requeridos para empujar el muestreador los últimos 30 cm (12"). Se obtiene así el número de golpes, N.
3. Para la hincada se utilizó una masa de 63,5 kg (140 lb), dejándola caer libremente desde una altura de 76 cm (30").

No se tienen en cuenta los golpes para el primer segmento puesto que es el de penetración inicial al terreno. Se suman los golpes aplicados para que penetre el tubo en el segundo y tercer segmento obteniéndose así el valor de N_{spt} .

Luego de retirar la cuchara del sondaje, en superficie se abre y se toman muestras representativas, analizando además sus características como color, consistencia, asociación de suelos, materia orgánica, además se debe registrar la profundidad de extracción de la muestra, su longitud, peso, etc. y sellar para preservar la humedad.

Para la identificación de la zona o puntos en estudio en la Habilitación Urbana Fundo La Peña se hizo un reconocimiento geotécnico in situ; se seleccionaron 12 puntos para el SPT (detallado en el informe topográfico) y 12 calicatas para verificar los estratos del subsuelo, teniendo en cuenta que deben abarcar el área tributaria.

Se han efectuado 12 Ensayos de Penetración Estándar (SPT) hasta una profundidad máxima de 3.70 metros. Ver plano UB-SPT

Los resultados de la prueba de penetración estándar pueden correlacionarse aproximadamente con algunas propiedades físicas importantes del suelo, como se muestran en las tablas siguientes: Los resultados consolidados se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 23:

Resultados de números de golpes, ensayo SPT-01

N° SPT	N° Golpes			Prof. (m)	Observac.	Ubicación	N.F	COORD.	
	6"	12"	18"					Este	Norte
	--	--	--	0.50-1.00	No se pudo	Longitud:			
	2	3	3	1.00-1.45	continuar a la	W079°54"			
SPT-01	2	4	8	1.45-1.90	profundidad de 6.00 m,	51.24"	1.54m		
	2	4	4	1.90-2.35	por presencia	Latitud:		620003.463	9258153.678
	5	2	4	2.35-2.80	de N.F a	S006°42"			
	3	5	5	2.80-3.25	3.25m.	36.75"			

Fuente: propia

Con respecto a los resultado obtenido para la perforación SPT 01 que se encuentran ubicados, a 1000m de la Urbanización Guardia Republicana de Lambayeque, Dren y camino carrozable se registraron número de golpes muy bajos y significativos a muy pocas profundidades, dando rechazo del ensayo a 3.25 metros por encontrarse nivel freático alto, esto se debe a que se tratan de suelos arena pobremente gradada, arena arcillosa y arena limosa, de consistencia suelta; también se determinó in situ que la Napa Freática estaba a profundidades de 1.54 metros.

Tabla 24:

Resultados de números de golpes, ensayo SPT-02

N° SPT	N° Golpes			Prof. (m)	Observac.	Ubicación	N.F	COORD.	
	6"	12"	18"					Este	Norte
	--	--	--	0.50-1.00	No se pudo	Longitud:			
	1	2	2	1.00-1.45	continuar a la	W079°54"			
SPT-02	1	3	2	1.45-1.90	profundidad de 6.00 m,	49.17"	1.55m		
	2	1	2	1.90-2.35	por presencia	Latitud:		620066.988	9258103.948
	3	4	2	2.35-2.80	de N.F a	S006°42"			
	4	6	1	2.80-3.25	3.55m.	38.36"			
	3	4	NF	3.25-3.70					

Fuente: propia

Con respecto a los resultado obtenido para la perforación SPT 02 que se encuentran ubicados, a 200m de la Urbanización Los Ficus de Lambayeque, se registraron número de golpes muy bajos y significativos a muy pocas profundidades, dando rechazo del ensayo a 3.70 metros por encontrarse nivel freático alto, esto se debe a que se tratan de suelos arena arcillosas y arena limosa de baja plasticidad, de consistencia suelta; también se determinó in situ que la Napa Freática estaba a profundidades de 1.55 metros.

Tabla 25:

Resultados de números de golpes, ensayo SPT-03

N° SPT	N° Golpes			Prof. (m)	Observac.	Ubicación	N.F	COORD.	
	6"	12"	18"					Este	Norte
	--	--	--	0.50-1.00	No se pudo	Longitud:			
	3	3	3	1.00-1.45	continuar a la	W079°54"			
SPT-	3	5	7	1.45-1.90	profundidad	48.71"	1.70m		
03	0	4	5	1.90-2.35	de 6.00 m, por presencia	Latitud:		620081.485	9258238.959
	6	NF	NF	2.35-2.80	de N.F a 2.80m.	S006°42" 33.96"			

Fuente: propia

Con respecto a resultados obtenidos para las perforaciones SPT-03, que se encuentra ubicados a 500 m, de la Urbanización Guardia Republicana, Dren y camino carrozable, se registraron número de golpes un tanto muy bajos, estos suelos están conformados por arena arcillosa, arena pobremente graduadas, la napa freática comienza a una profundidad de 1.70 m, suelo suelto

Tabla 26:

Resultados de números de golpes, ensayo SPT-04

N° SPT	N° Golpes			Prof. (m)	Observac.	Ubicación	N.F	COORD.	
	6"	12"	18"					Este	Norte
	--	--	--	0.50-1.00	No se pudo	Longitud:			
	2	4	5	1.00-1.45	continuar a la	W079°54"			
SPT-	2	3	4	1.45-1.90	profundidad	47.42"	1.80m		
04	3	3	3	1.90-2.35	de 6.00 m, por presencia	Latitud:		620120.931	9258180.925
	1	1	2	2.35-2.80	de N.F a	S006°42"			
	1	2	3	2.80-3.25	3.25m.	35.85"			

Fuente propia

Con respecto a resultados obtenidos para el punto SPT-04, se encuentra ubicado colindando con el predio Catastral 60763 y UC 60556, camino carrozable, médanos de arenas, área de reserva forestal, se registró número de golpes bajos a profundidades de 1.80 se encontró nivel freático, estos suelos están comprendidos por arena pobremente graduada y compacidad suelta; número de golpes relativamente bajos para profundidades a 3.70 m.

Tabla 27:

Resultados de números de golpes, ensayo SPT-05

N° SPT	N° Golpes			Prof. (m)	Observac.	Ubicación	N.F	COORD.	
	6"	12"	18"					Este	Norte
	--	--	--	0.50-1.00	No se pudo	Longitud:			
	3	5	6	1.00-1.45	continuar a la	W079°54"			
SPT-	3	5	6	1.45-1.90	profundidad	46.67"	1.75m		
05	3	5	6	1.90-2.35	de 6.00 m, por presencia	Latitud:		620144.262	9258333.468
	0	4	5	2.35-2.80	de N.F alto	S006°42"			
	5	4	5	2.80-3.25	3.40m.	30.88"			
	6	NF	NF	3.25-3.70					

Fuente: Propia

Con respecto a resultados obtenidos para el punto SPT-05, se encuentra ubicado a 500 m, de la Urbanización Guardia Republicana, Dren y camino carrozable, se registró número de golpes bajos y otros que solo bajo con el peso del martillo hasta la profundidades de 1.75 metros se encontró nivel freático, estos suelos están comprendidos por arena pobremente graduada, arena limosa y arena arcillosa de compacidad suelta; número de golpes relativamente bajos para profundidades 3.25 y a 3.40 hasta 3.70 metros había alto contenido freático, la caña partida salía sin muestra y con presencia de agua.

Tabla 28:*Resultados de números de golpes, ensayo SPT-06*

N° SPT	N° Golpes			Prof. (m)	Observac.	Ubicación	N.F	COORD.	
	6"	12"	18"					Este	Norte
	--	--	--	0.50-1.00		Longitud:			
	2	4	4	1.00-1.45	No se pudo	W079°54"			
SPT-	3	5	6	1.45-1.90	continuar a la	45.52"	1.75m		
06	1	2	2	1.90-2.35	profundidad	Latitud:		620179.558	9258285.171
	0	1	3	2.35-2.80	de 6.00 m,	S006°42"			
	6	4	9	2.80-3.25	por presencia	32.45"			
	11	NF	NF	3.25-3.70	de N.F alto				
					3.40m.				

Fuente propia

Con respecto a resultados obtenidos para el punto SPT-06, se encuentra ubicado a 1500 m, de las oficinas de la Dirección Regional de Agricultura, se registró número de golpes bajos y otros que solo bajo con el peso del martillo hasta la profundidades de 1.75 metros se encontró nivel freático, estos suelos están comprendidos por arena pobremente graduada y arena arcillosa y arena limosa de compacidad media; número de golpes relativamente bajos para profundidades 3.70, con alto contenido freático a 3.40 m, la caña partida salía sin muestra y con presencia de agua.

Tabla 29:*Resultados de números de golpes, ensayo SPT-07*

N° SPT	N° Golpes			Prof. (m)	Observac.	Ubicación	N.F	COORD.	
	6"	12"	18"					Este	Norte
	--	--	--	0.50-1.00	No se pudo	Longitud:			
	1	2	3	1.00-1.45	continuar a la	W079°54"			
SPT-	3	3	3	1.45-1.90	profundidad	45.44"	1.55m		
07	1	1	2	1.90-2.35	de 6.00 m,	Latitud:		620181.97	9258346.65
	1	5	7	2.35-2.80	por presencia	S006°42"			
	9	NF	NF	2.80-3.25	de N.F alto	30.45"			
					2.95m.				

Fuente propia

Con respecto a resultados obtenidos para el punto SPT-07, se encuentra ubicado a 500 m, de la Urbanización Guardia Republicana, Dren y camino carrozable, se registró número de golpes bajos, hasta la profundidades de 1.55 metros se encontró

nivel freático, estos suelos están comprendidos por arena arcillosa, y arena pobremente graduada, de compacidad suelta; número de golpes relativamente bajos para profundidades 2.95 m, había alto contenido freático a 3.25 m, la caña partida salía sin muestra y con presencia de agua.

Tabla 30:

Resultados de números de golpes, ensayo SPT-08

N° SPT	N° Golpes			Prof. (m)	Observac.	Ubicación	N.F	COORD.	
	6"	12"	18"					Este	Norte
	--	--	--	0.50-1.00	No se pudo	Longitud:			
	1	1	1	1.00-1.45	continuar a la	W079°54"			
SPT-08	1	1	1	1.45-1.90	profundidad de 6.00 m,	43.81.24"	1.70m		
	2	4	6	1.90-2.35	por presencia	Latitud:		620232.324	92584143.87
	6	7	13	2.35-2.80	de N.F alto	S006°42"			
	14	NF	NF	2.80-3.25	2.95m.	28.24"			

Fuente propia

Con respecto a resultados obtenidos para el punto SPT-08, se encuentra ubicado a 150 m, con el camino carrozable, frente al Asentamiento Humano Programa de Vivienda Damnificados Fenómeno el Niño Mocce-Sector I II, se registró número de golpes bajos, hasta la profundidades de 1.70 metros se encontró nivel freático, estos suelos están comprendidos por arena pobremente graduada, arena arcillosa y arena pobremente graduada, de compacidad suelta; número de golpes relativamente bajos para profundidades 3.25 m, había alto contenido freático a 2.95 m, la caña partida salía sin muestra y con presencia de agua.

Tabla 31:

Resultados de números de golpes, ensayo SPT-9

N° SPT	N° Golpes			Prof. (m)	Observac.	Ubicación	N.F	COORD.	
	6"	12"	18"					Este	Norte
	--	--	--	0.50-1.00	No se pudo	Longitud:			
	1	1	1	1.00-1.45	continuar a la	W079°54"			
SPT-09	1	1	1	1.45-1.90	profundidad de 6.00 m,	46.96"	1.95m		
	2	4	6	1.90-2.35	por presencia	Latitud:		620135.215	9258271.12
	6	7	13	2.35-2.80	de N.F alto	S006°42"			
	14	NF	NF	2.80-3.25	3.11 m.	32.91"			

Fuente propia

Con respecto a resultados obtenidos para el punto SPT-09, se encuentra ubicado a 800 m, de la Urbanización Guardia Republicana, Dren y camino carrozable, se registró número de golpes bajos y otros que solo bajo con un solo golpes por el peso del martillo, hasta la profundidades de 1.95 metros se encontró nivel freático, estos suelos están comprendidos por arena pobremente graduada, y arena arcillosa de compacidad suelta; número de golpes relativamente bajos para profundidades 3.25 y a 2.80 m hasta 3.25 metros había alto contenido freático, la caña partida salía sin muestra y con presencia de agua.

Tabla 32:

Resultados de números de golpes, ensayo SPT-10

N° SPT	N° Golpes			Prof. (m)	Observac.	Ubicación	N.F	COORD.	
	6"	12"	18"					Este	Norte
	--	--	--	0.50-1.00	No se pudo	Longitud:			
	1	2	3	1.00-1.45	continuar a la	W079°54"			
SPT-	3	3	3	1.45-1.90	profundidad	44.68"	1.50m		
10	1	4	2	1.90-2.35	de 6.00 m, por presencia	Latitud:		620205.211	9258330.595
	1	5	7	2.35-2.80	de N.F alto	S006°42"			
	9	4	NF	2.80-3.25	3.10 m.	30.97"			

Fuente propia

Con respecto a resultados obtenidos para el punto SPT-10, se encuentra ubicado a 150 m, con el camino carrozable, frente al Asentamiento Humano Programa de Vivienda Damnificados Fenómeno el Niño Mocce-Sector I II, se registró número de golpes bajos, hasta la profundidades de 1.50 metros se encontró nivel freático, estos suelos están comprendidos por arena arcillosa, y arena pobremente graduada con presencia de arcilla, de compacidad suelta; número de golpes relativamente bajos para profundidades 2.80 m, había alto contenido freático a 2.80 hasta 3.25 m, la caña partida salía sin muestra y con presencia de agua.

Tabla 33:*Resultados de números de golpes, ensayo SPT-11*

N° SPT	N° Golpes			Prof. (m)	Observac.	Ubicación	N.F	COORD.	
	6"	12"	18"					Este	Norte
	--	--	--	0.50-1.00	No se pudo	Longitud:			
	1	2	1	1.00-1.45	continuar a la	W079°54"			
SPT-	1	1	1	1.45-1.90	profundidad	42.28"	1.50m		
11	2	4	4	1.90-2.35	de 6.00 m, por presencia	Latitud:		620279.099	9258420.135
	3	5	8	2.35-2.80	de N.F alto	S006°42"			
	6	3	NF	2.80-3.25	3.10 m.	28.05"			

Fuente: Propia

Con respecto a resultados obtenidos para el punto SPT-11, se encuentra ubicado a 100 m, de la Urbanización Guardia Republicana, Dren y camino carrozable, se registró número de golpes bajos, hasta la profundidades de 1.50 metros se encontró nivel freático, estos suelos están comprendidos por arena arcillosa, de compacidad suelta; número de golpes relativamente bajos, había alto contenido freático a 3.25 m, la caña partida salía sin muestra y con presencia de agua.

Tabla 34:*Resultados de números de golpes, ensayo SPT-12*

N° SPT	N° Golpes			Prof. (m)	Observac.	Ubicación	N.F	COORD.	
	6"	12"	18"					Este	Norte
	--	--	--	0.50-1.00		Longitud:			
	1	2	2	1.00-1.45	No se pudo	W079°54"			
SPT-	1	3	2	1.45-1.90	continuar a la	49.63"	1.55m		
12	2	1	2	1.90-2.35	de 6.00 m, por presencia	Latitud:		620053.046	9258186.606
	3	2	2	2.35-2.80	de N.F alto	S006°42"			
	3	3	1	2.80-3.25	3.70 m.	35.69"			
	2	4	3	3.25-3.70					

Fuente: Propia

Con respecto a los resultado obtenido para la perforación SPT 12 que se encuentran ubicados, entre los SPT-01, SPT-02, SPT-03 y SPT-04, se registraron número de golpes muy bajos y significativos a muy pocas profundidades, a 1.55 m se encontró nivel freático, hasta la profundidades de 1.55 metros se encontró nivel freático,

estos suelos están comprendidos por arena arcillosa y arena pobremente graduada, de compacidad suelta; número de golpes relativamente bajos, había alto contenido freático a 3.65 m, la caña partida salía sin muestra y con presencia de agua.

En el ensayo de Penetración Estándar los números de golpes son menores, es decir que el suelos donde se asienta la Habitación Urbana Fundo La Peña; la resistencia del suelos nos da un indicador de la compacidad de los suelos no cohesivos, donde es 5 a 10 el número promedio de golpes dando una compacidad relativa de Suelta y una resistencia a la compresión simples de 0.50 a 0.91 kg/cm² de acuerdo con los resultados de la prueba de Penetración Estándar. Se adjunta un informe de SPT. Ver anexo N° 3

3.2.2. Resultados de Corte Directos para determinar los Parámetros geotécnicos

El ensayo de Corte Directo, se realizó siguiendo la norma ASTM D3080, se realizaron a 39 ensayos con muestras inalteradas, según el número de muestras sacadas por calicatas, las muestras se han sido remoldeadas con su humedad óptima, el objetivo de realizar el ensayo de corte directo con muestra inalterada y remoldeadas es para hallar el ángulo de fricción y su cohesión y con la fórmula de Terzaghi que me ayudara a sacar su capacidad portante que se va a necesitar para ver qué tipo de cimentación se va a utilizar, el procedimiento del ensayo de muestra en las figura 41.



Figura 42 : Detalle del procedimiento que se siguió para realizar el ensayo de corte directo según la Norma ASTM D3080, y el inicio de las mediciones de las cargas y deformaciones.

El resultado del ensayo de corte directo con muestras inalteradas y remoldeadas se encuentra en las tablas siguientes

Se han efectuado 12 calicatas en la zona de estudio y de las cuales se han realizado ensayos especiales de corte directo hasta una profundidad máxima de 3.70 metros, ubicados como se muestra en el plano UB-CAL (anexo N°2) en el lugar de estudio donde se hizo los sondajes de Penetración Estándar, para extraer muestras inalteradas (Mit) con la finalidad de hacer la prueba de corte directo en condiciones consolidadas drenadas y así determinar su ángulo de fricción y cohesión como la capacidad portante del terreno.

Tabla 35:*Ángulo de Fricción y Cohesión de C-1, C-2, C-3.*

CALICATA N°	C-1			C-2			C-3		
	M-1	M-2	M-3	M-1	M-2	M-1	M-2	M-3	
SUCS	SP	SC	SM	SC	SM	SC	SP	SC	
Profundidad (m)	1.65	2.05	3.25	1.50	3.70	1.50	1.90	3.70	
Cohesión (kg/cm²)	0.06	0.07	0.03	0.11	0.07	0.00	0.24	0.13	
Ángulo de Fricción (°)	22.7	21.98	22.27	22.60	23.42	21.33	19.14	20.38	
Capacidad Portante (kg/cm²)	0.57	0.58	0.56	0.56	0.66	0.50	0.67	0.53	
Tipo de Cimentación	Zapata aislada								

Fuente: propia

En la Tabla 35, se observa que la capacidad portante mediante el Ensayo de Corte Directo de los suelos de fundación de la Habilitación Urbana Fundo La Peña varía entre 0,50 y 0,67 kg/cm² y el ángulo de fricción interna varía entre 19,14 y 23.42.

Tabla 36:*Ángulo de Fricción y Cohesión de C-4, C-5, C-6.*

CALICATA N°	C-4			C-5			C-6		
	M-1	M-2	M-1	M-2	M-3	M-4	M-1	M-2	M-3
SUCS	SP	SP	SP	SP	SM	SC	SP	SC	SP
Profundidad	2.35	3.70	1.50	2.10	2.80	3.25	1,90	2.80	3.70
Cohesión (kg/cm²)	0.08	0.25	0.20	0.22	0.02	0.06	0.10	0.20	0.04
Ángulo de Fricción (°)	22.36	19.40	23.90	18.70	24.24	21.98	21.98	15.05	24.0
Capacidad Portante (kg/cm²)	0.57	0.58	0.91	0.52	0.60	0.50	0.60	0.51	0.60
Tipo de Cimentación	Zapata aislada								

Fuente: propia

En la Tabla 36, se observa que la capacidad portante mediante el Ensayo de Corte Directo de los suelos de fundación de la Habilitación Urbana Fundo La Peña varía entre 0,50 y 0,91 kg/cm² y el ángulo de fricción interna varía entre 15.05 y 24.24.

Tabla 37:

Ángulo de Fricción y Cohesión de C-7, C-8, C-9.

CALICATA N°	C-7		C-8			C-9	
	M-1	M-2	M-1	M-2	M-3	M-1	M-2
SUCS	SC	SP	SP	SC	SP	SP	SC
Profundidad (m)	2.35	3.25	1.90	2.40	3.25	2.35	3.25
Cohesión (kg/cm²)	0.02	0.15	0.12	0.09	0.18	0.30	0.06
Ángulo de Fricción (°)	23.53	20.78	21.58	20.30	19.96	20.74	22.15
Capacidad Portante (kg/cm²)	0.59	0.52	0.58	0.55	0.57	0.79	0.50
Tipo de Cimentación	Zapata aislada						

Fuente: propia

En la Tabla 37, se observa que la capacidad portante mediante el Ensayo de Corte Directo de los suelos de fundación de la Habilitación Urbana Fundo La Peña varía entre 0,50 y 0,79 kg/cm² y el ángulo de fricción interna varía entre 19.96 y 23.53.

Tabla 38:*Ángulo de Fricción y Cohesión de C-10, C-11, C-12*

CALICATA N°	C-10		C-11		C-12	
	M-1	M-2	M-1	M-1	M-2	M-3
SUCS	SC	SP- SC	SC	SC	SP	SC
Profundidad (m)	2.80	3.25	3.25	1.50	2.05	3.25
Cohesión (kg/cm²)	0.01	0.15	0.08	0.10	0.19	0.21
Ángulo de Fricción (°)	22.82	20.76	20.26	23.35	22.63	15.05
Capacidad Portante (kg/cm²)	0.56	0.52	0.55	0.60	0.77	0.51
Tipo de Cimentación	Zapata aislada					

Fuente: propia

En la Tabla 38, se observa que la capacidad portante mediante el Ensayo de Corte Directo de los suelos de fundación de la Habilitación Urbana Fundo La Peña varía entre 0,51 y 0,77 kg/cm² y el ángulo de fricción interna varía entre 15.05 y 23.35.

La Capacidad Portante del terreno, con un Factor de Seguridad de 3, varía entre 0.50 a 0.91 kg/cm², con un ángulo de fricción interna entre 15.05 y 23.53; para un tipo de cimentación de zapata aislada. Ver anexo N° 4.

3.3. Caracterización hidromecánica de la zona de estudio.

3.3.1. Determinación del contenido de humedad N.T.P 339.127 (ASTM D-2216)

Para este ensayo se tuvo la finalidad calcular el contenido de humedad natural de las muestras alteradas extraídas, las cuales han estado protegidas con bolsas de plástico, este ensayo se realizó de manera inmediata para que la muestra no pierda su humedad, se colocaron al horno a una temperatura de 110 °C por un lapso de 24 horas, este ensayo se ejecutó según la norma ASTM D2216, transcurrido el tiempo programado se procedió a pesar las muestras para saber cuánto de agua se ha perdido y se hizo los cálculos respectivos., tal como se muestra en la figura 42 y 43.



Figura 43: Detalle del procedimiento que se siguió para realizar el ensayo de Contenido de Humedad Natural, según ASTM D2216.



Figura 44: Pesaje de las muestras alteradas para los cálculos respectivos.

El detalle de los datos obtenidos en el laboratorio se detalla en la tabla 39.

El número de ensayos para la obtención de contenido de humedad natural han sido 39 a una profundidad de 0,50 hasta 3,25m a 3,70m de profundidad por cada SPT.

En la tabla 39 y figura 44, se muestra los resultados del ensayo de contenido de humedad

Tabla 39:

Resumen de contenido de humedad de los SPT

N° SPT	M-1	M-2	M-3	M-4
SPT-1	9.32	23.34	20.43	25.72
SPT-2	16.22	23.06	23.51	28.66
SPT-3	10.50	23.05	26.04	46.51
SPT-4	21.27	23.09	0.00	0.00
SPT-5	1.28	9.22	25.73	36.23
SPT-6	18.30	29.26	32.69	0.00
SPT-7	17.46	27.73	35.86	0.00
SPT-8	8.90	26.34	30.90	0.00
SPT-9	6.46	13.69	0.00	0.00
SPT-10	25.29	28.08	32.94	0.00
SPT-11	7.70	25.34	31.58	0.00
SPT-12	11.22	21.77	29.22	27.31

Fuente: propia

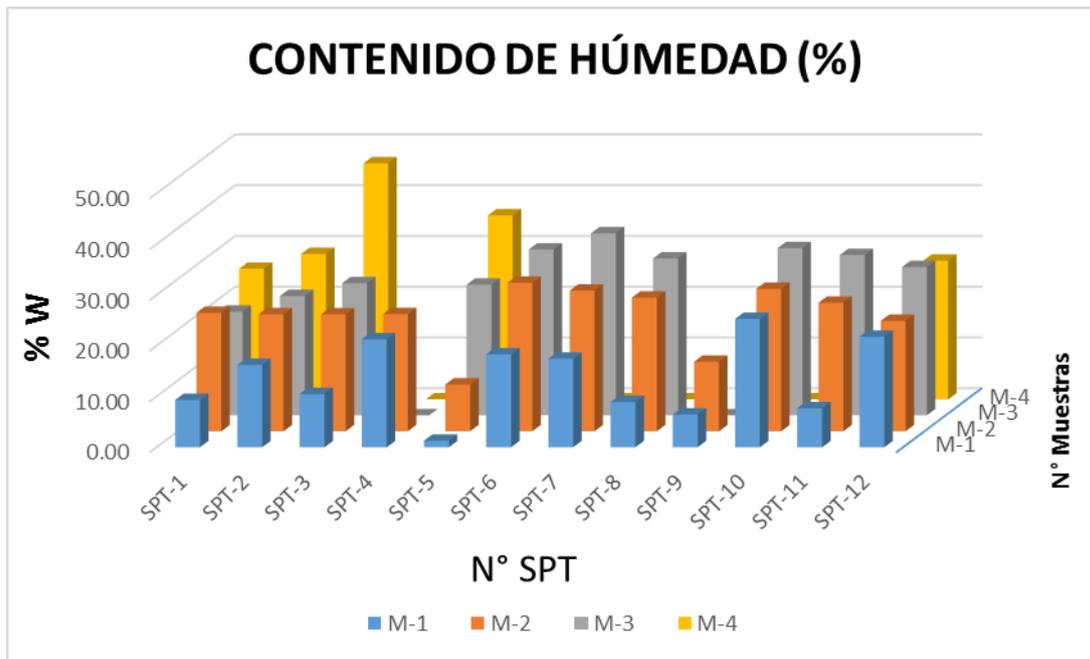


Figura 45: Porcentajes de humedad de cada muestra del SPT (Fuente: Propia)

Se presentan los contenidos de humedad para cada calicata. Se observa un porcentaje de humedad antes del nivel freático, además hay un porcentaje de humedad después del nivel freático esto debido a la saturación del suelo.

Se observa en el SPT-03 en la muestra M-4 el porcentaje de humedad es de 46.51% más elevado con respecto al SPT-05 que es de 36.23 %, con respecto a los demás muestras de los SPT un alto porcentaje de humedad.

3.3.2. Análisis Granulométrico por tamizado

El ensayo de granulometría tiene por objetivo clasificar el tamaño de las partículas y fijar, en porcentajes de su peso total, la cantidad de granos de distintos tamaños que contiene. Para ello se emplean los ensayos de tamizado en la cual está regido por la norma técnica NTP 339.128 (ASTM D-422).

Mediante la granulometría permitió determinar cuantitativamente la distribución de tamaños de las partículas, utilizando diversos tamices desde la malla 3/4" hasta la malla N° 200, se realizó un proceso de lavado para eliminar los finos y secado a una temperatura a 110°C.

Se seleccionó por cuarteo el material a tamizar (0.500 kg hasta 1000kg), se lavó el material por la malla N° 200

Luego de su posterior secado se procedió al proceso de tamizado, los tamices utilizados en el ensayo de granulometría de material extraído in situ fueron $\frac{3}{4}$ ", $\frac{1}{2}$ ", $\frac{3}{8}$ ", $\frac{1}{4}$ ", N°4, N°10, N°20, N°40, N°60, N°140, N°200; obteniendo los siguientes resultados Fig. 43 a la 54.

Para el ensayo de granulometría por tamizado se realizó a todas las muestras por cada SPT estudiada, de 0.50m hasta 3.70m que se logrado llegar en algunos puntos de

expl
oraci
ón.



Figura 46: Procedimiento que se siguió para el ensayo de granulométrico según la Norma ASTM D422

Se muestra las curvas granulométricas de la Habitación Urbana Fundo La Peña donde se ha optado por 12 SPT que se ha hecho en el área de estudio. Ver anexo N° 5

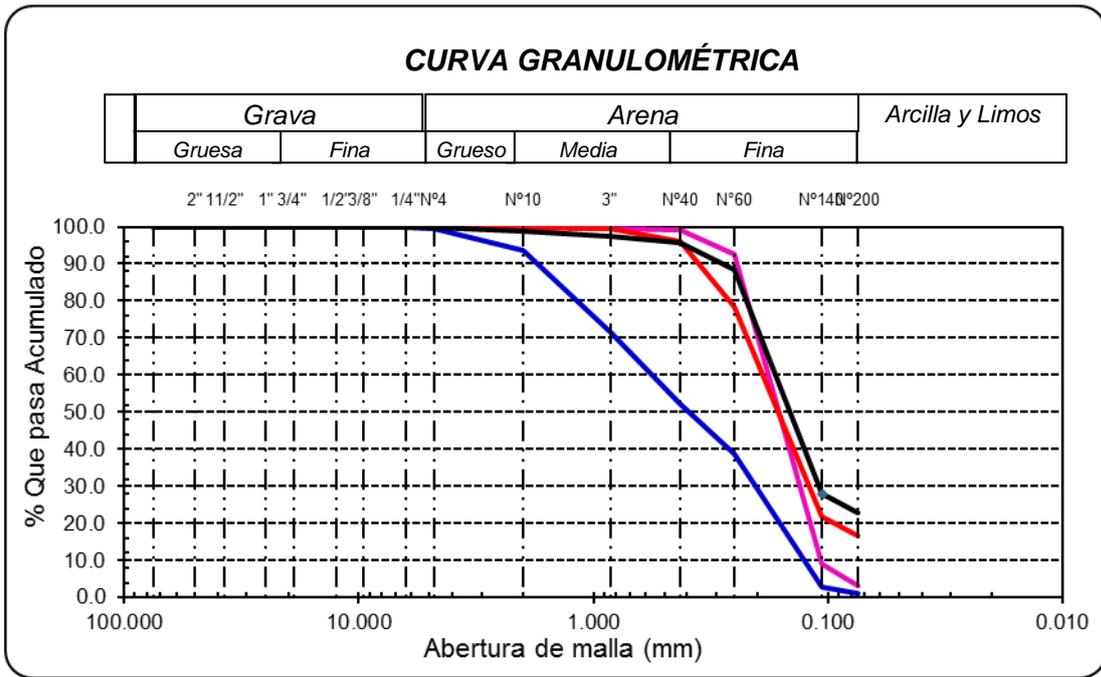


Figura 47: Curva Granulométrica SPT-01

En el SPT-01, se muestran las curvas granulométricas, donde están constituidas por partículas menores a 4.75mm y mayores a 0.075 mm. En las muestras **M-1** y **M-2** son Arena pobremente graduada, **M-3**: arena arcillosa y **M-4**: arena limosa

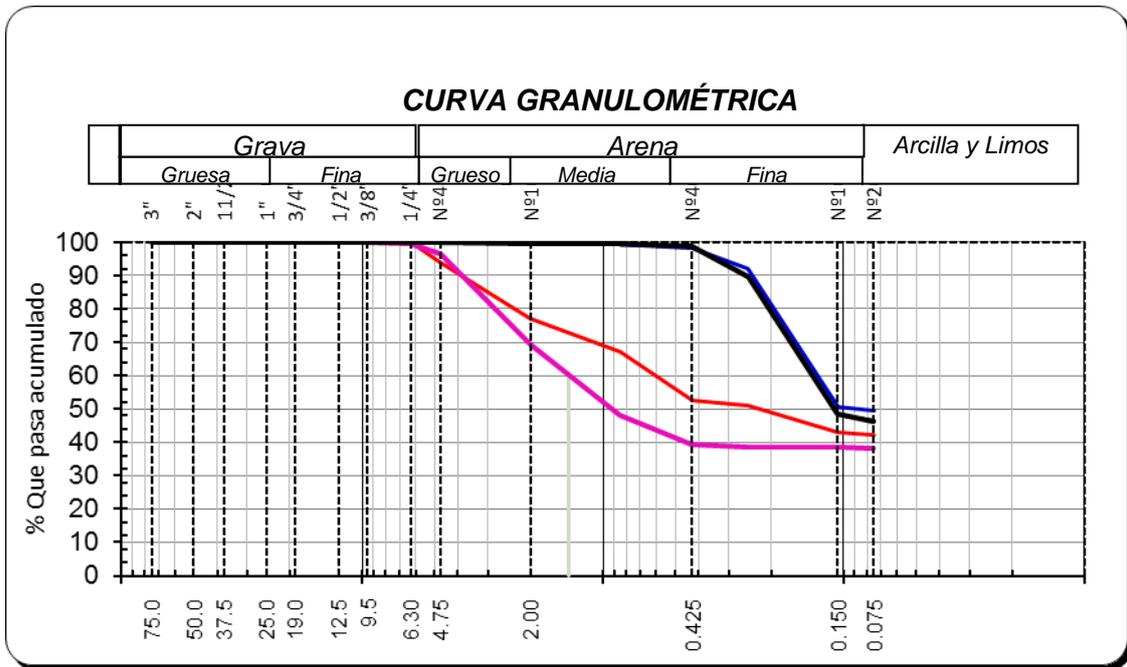


Figura 48: Curva Granulométrica SPT-02

En el SPT-02, se muestran las curvas granulométricas, donde están constituidas por partículas menores a 4.75mm y mayores a 0.075 mm. En las muestras **M-1**: se tiene arena arcillosa y **M-2**, **M-3** y **M-4**: son arena limosa

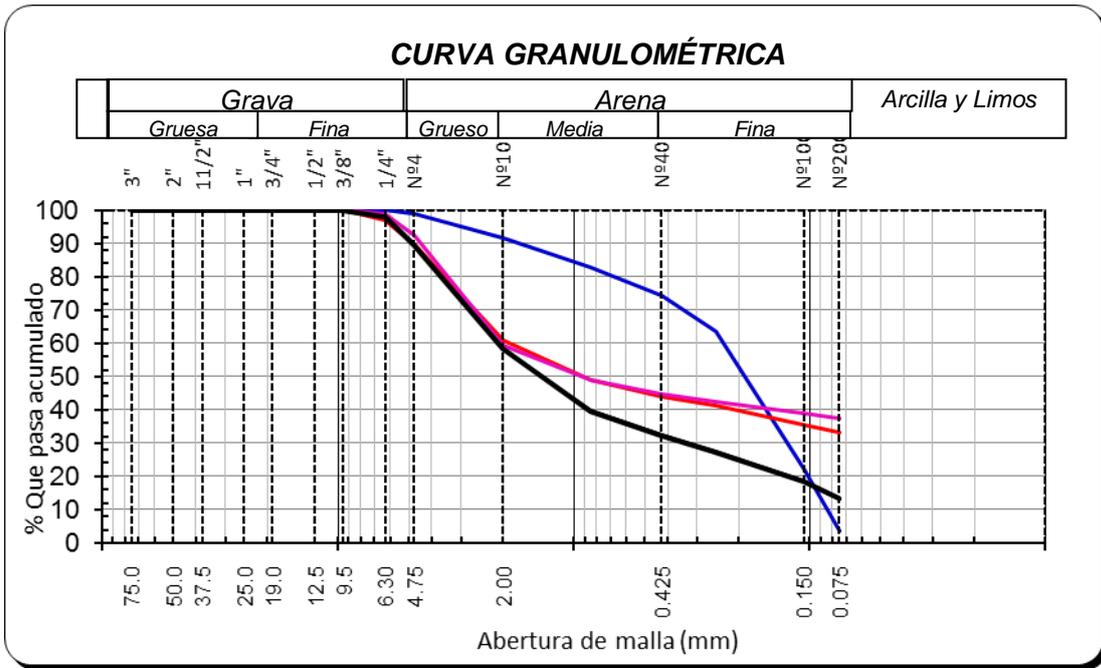


Figura 49: Curva Granulométrica SPT-03

En el SPT-03, se muestran las curvas granulométricas, donde están constituidas por partículas menores a 4.75mm y mayores a 0.075 mm. En las muestras M-1: se tiene arena arcillosa y M-2: arena pobremente graduada, M-3 y M-4: son arena arcillosa.

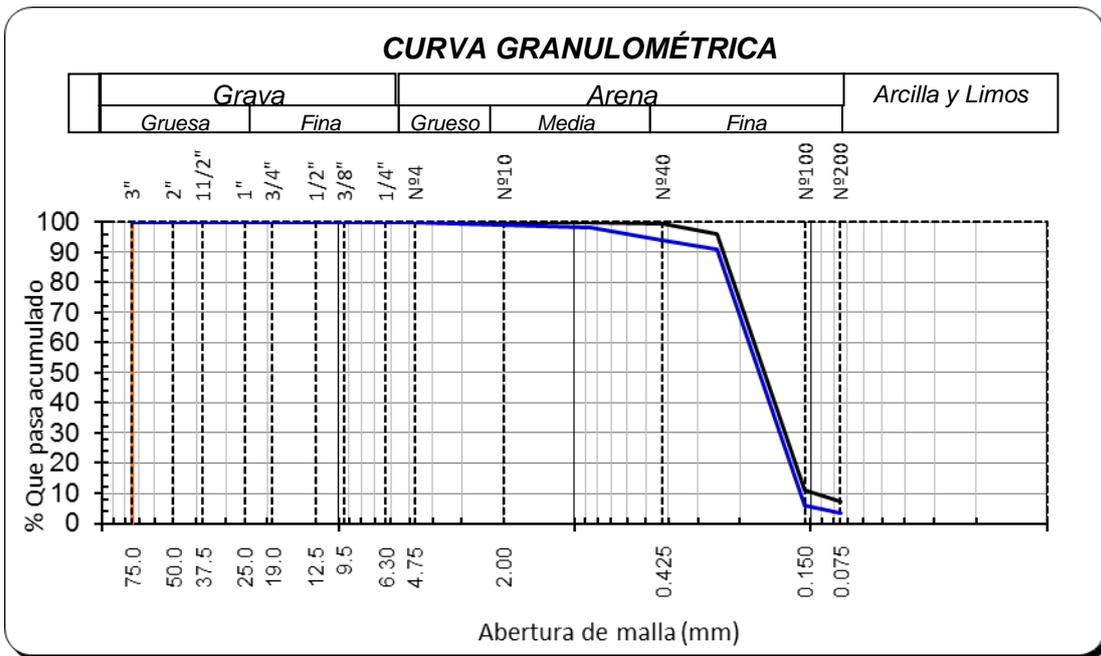


Figura 50: Curva Granulométrica SPT-04

En el SPT-04, se muestran las curvas granulométricas, donde están constituidas por partículas menores a 4.75mm y mayores a 0.075 mm. En las muestras M-1 y M-2: arena pobremente graduada.

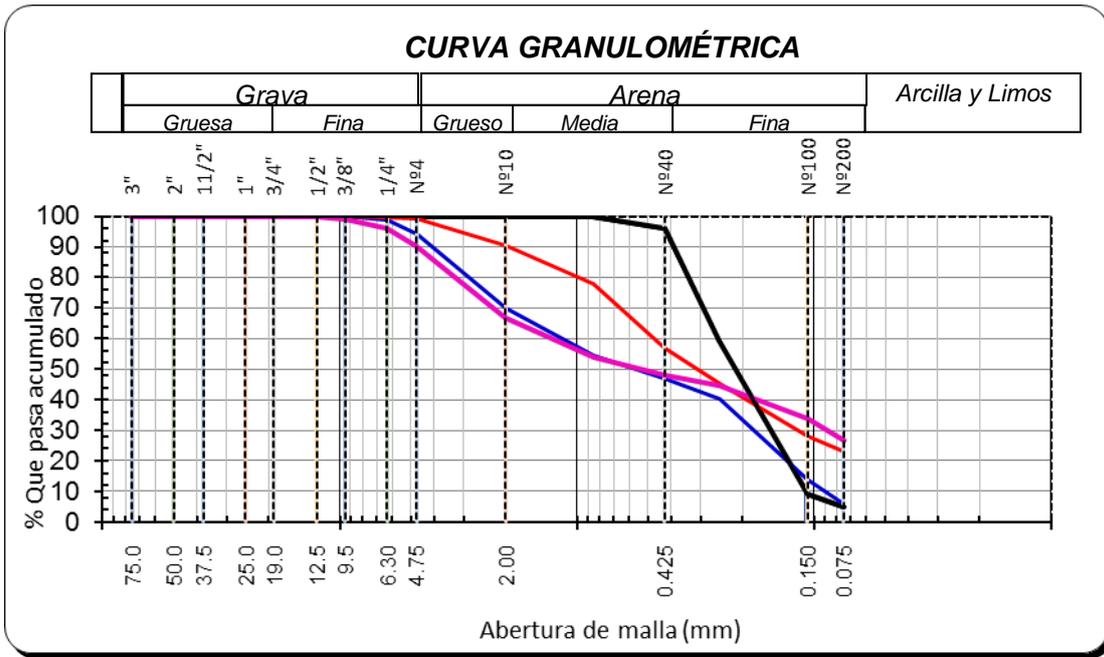


Figura 51: Curva Granulométrica SPT-05

En el SPT-05, se muestran las curvas granulométricas, donde están constituidas por partículas menores a 4.75mm y mayores a 0.075 mm. La muestra **M-1** y **M-2**: es una arena pobremente graduada y **M-3**: son Arena limosas, **M-4**: arena arcillosa

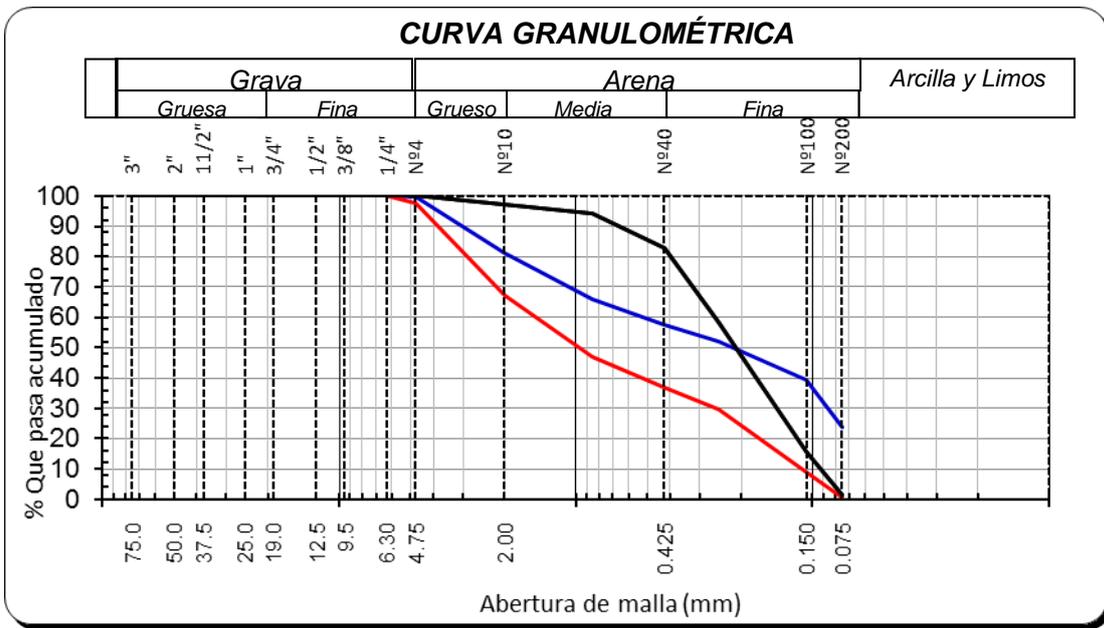


Figura 52: Curva Granulométrica SPT-06

En el SPT-06, se muestran las curvas granulométricas, donde están constituidas por partículas menores a 4.75mm y mayores a 0.075 mm. En las muestras **M-1**: es una arena pobremente graduada, **M-2**: son Arena arcillosa y **M-3**: es arena limosa.

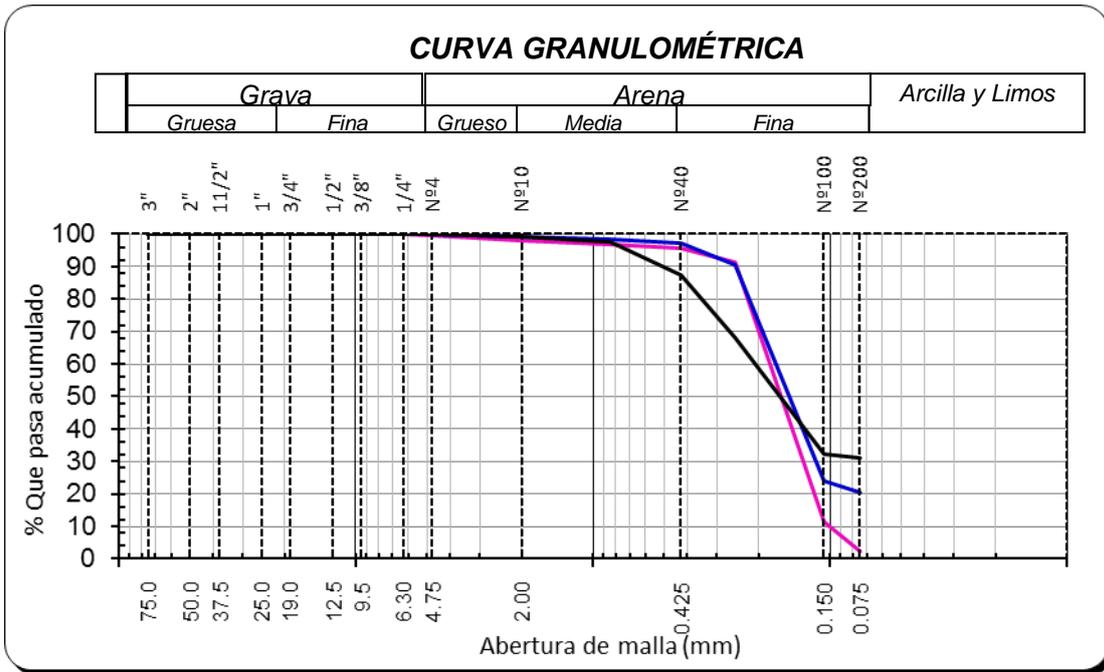


Figura 53: Curva Granulométrica SPT-07

En el SPT-07, se muestran las curvas granulométricas, donde están constituidas por partículas menores a 4.75mm y mayores a 0.075 mm. En las muestras M-1y M-2 son: Arena arcillosa, M-3: es una arena pobremente graduada.

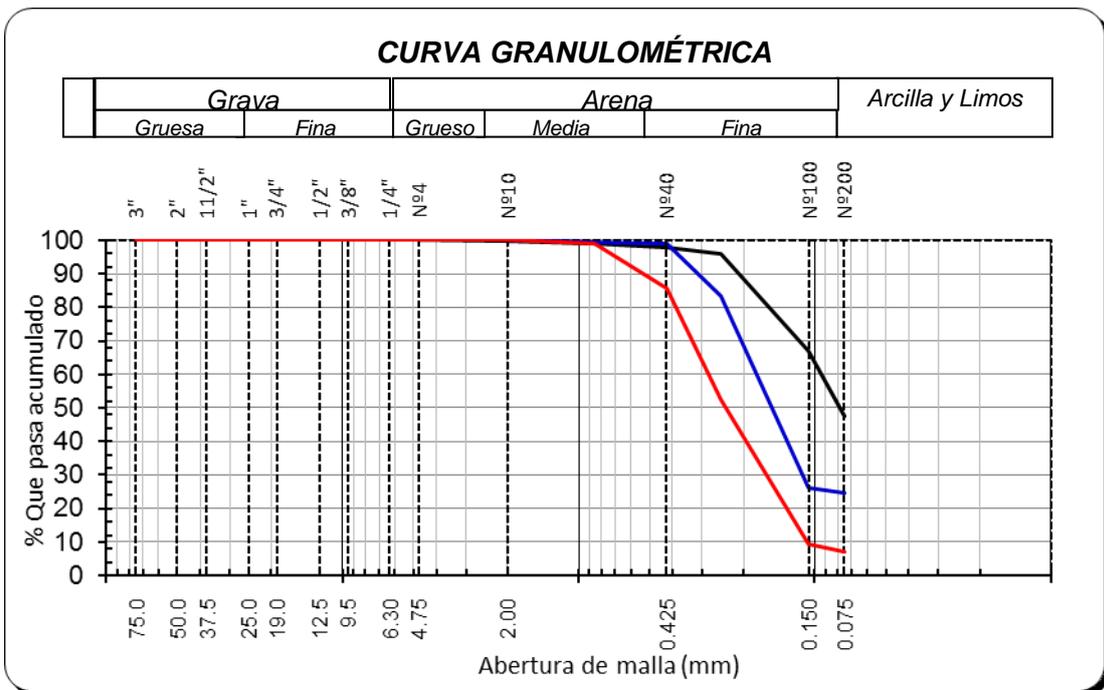


Figura 54: Curva Granulométrica SPT-08

En el SPT-08, se muestran las curvas granulométricas, donde están constituidas por partículas menores a 4.75mm y mayores a 0.075 mm. En las muestras M-1 y M-3: arena pobremente graduada, M-2: son Arena arcillosa.

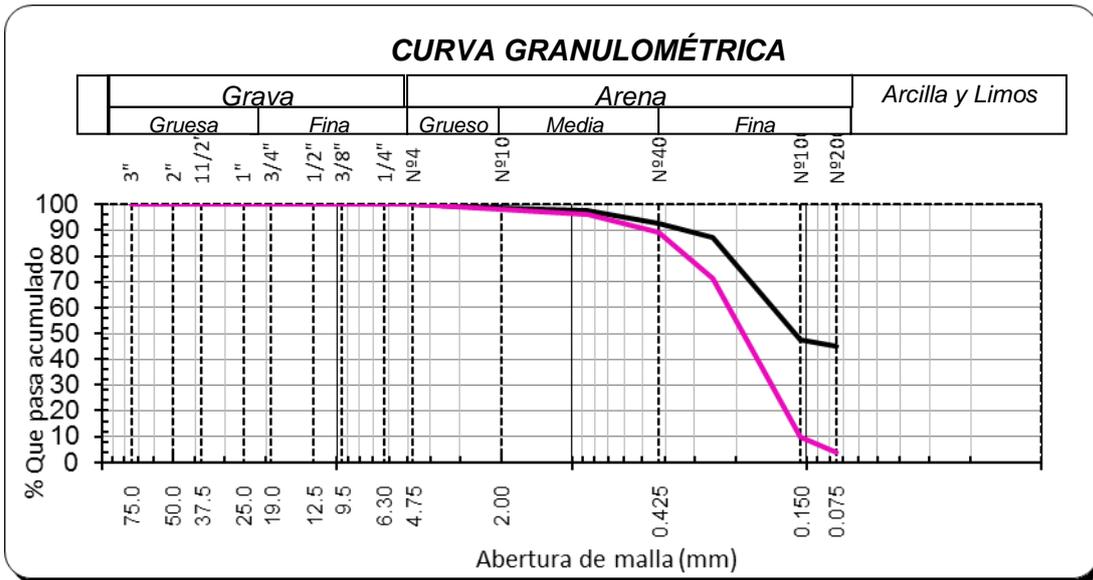


Figura 55: Curva Granulométrica SPT-09

En el SPT-09, se muestran las curvas granulométricas, donde están constituidas por partículas menores a 4.75mm y mayores a 0.075 mm. En las muestras M-1: arena pobremente graduada y M-2: arena arcillosa.

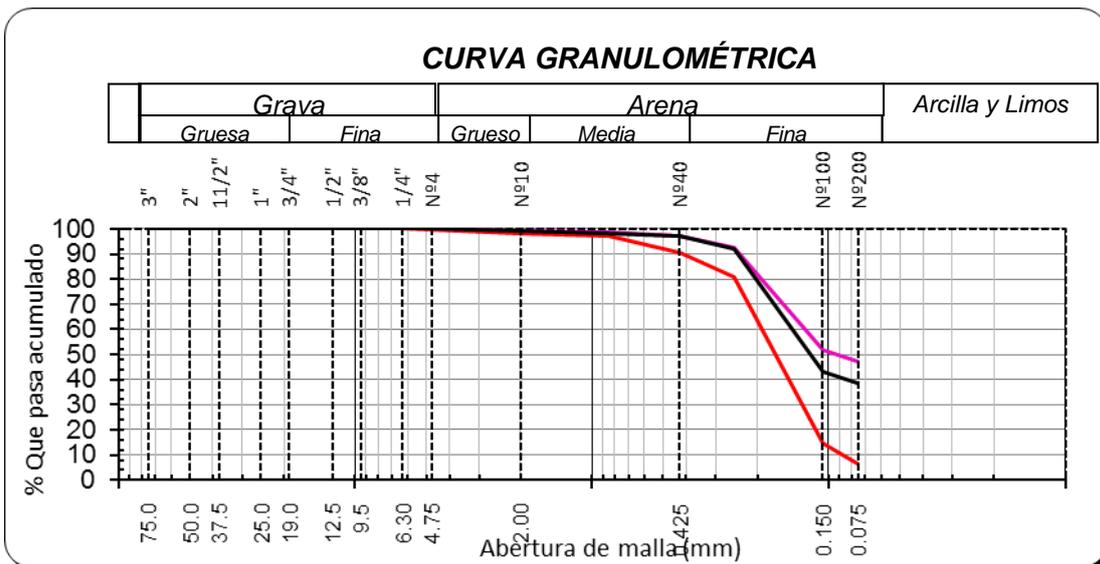


Figura 56: Curva Granulométrica SPT-10

En el SPT-10, se muestran las curvas granulométricas, donde están constituida por partículas menores que 4.75mm y mayores a 0.075 mm. En las muestras M-1y M-2: son Arena arcillosa, M-3: es una arena pobremente graduada con presencia de arcilla.

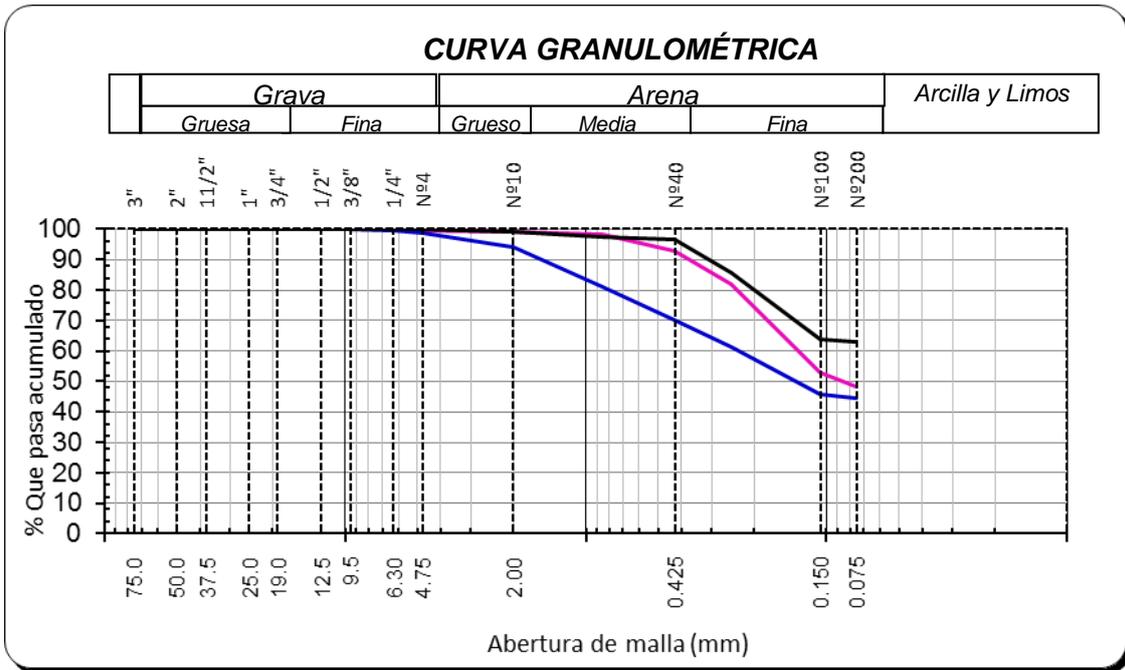


Figura 57: Curva Granulométrica SPT-11

En el SPT-11, se muestran las curvas granulométricas, donde están constituidas por partículas menores a 4.75mm y mayores a 0.075 mm. En las muestras M-1, M-2 y M-3 son: Arena arcillosa.

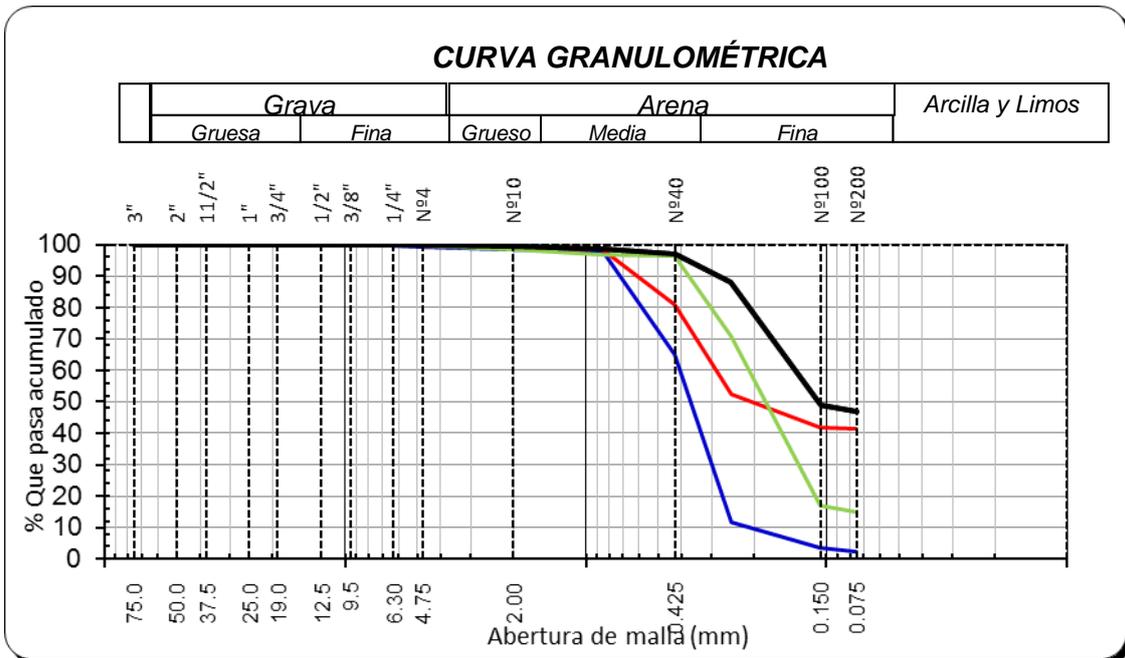


Figura 58: Curva Granulométrica SPT-12

En el SPT-12, se muestran las curvas granulométricas, donde están constituidas por partículas menores a 4.75mm y mayores a 0.075 mm. En las muestras M-1, M-4 y M-3 son: arenas arcillosa y M-2: Arena pobremente graduada.

3.3.3. ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG NTP 339.129 (ASTM D-4318).

3.3.3.1. Determinación de límites líquidos.

El ensayo de límite líquido se realizó siguiendo la norma ASTM D4318. Se realizaron a 39 ensayos de límite líquido, 04 por cada calicata, a 0.50 m hasta 3.70 m de profundidad. El detalle de los datos obtenidos del ensayo de límite líquido se encuentra en las tablas 35, 36, 37, 38, 39, 40, el procedimiento del ensayo se muestran en las figura 108, 109.



Figura 59: Detalle del procedimiento que se siguió para realizar el ensayo de Limite Liquido según norma ASTM D4318

3.3.3.2. Determinación del límite plástico.

El ensayo de límite plástico se realizó siguiendo la norma ASTM D4318, se realizaron 39 ensayos de límite plástico, 04 por cada calicata, a 0.50 m y 3.70 m de profundidad, el procedimiento del ensayo se muestran en las figura 110, 111.

El detalle de los datos obtenidos del ensayo de límite plástico se encuentra en las tablas 35, 36, 37, 38, 39, 40.



Figura 60: Detalle del procedimiento que se siguió para realizar el ensayo de Limite plástico según norma ASTM D4318

3.3.3.3. Determinación del índice de plasticidad.

El índice de plasticidad se realizó siguiendo la norma ASTM D-4318, se realizaron 39 ensayos de límite plástico, 04 por cada calicata, a 0.50m y 3.70 m de profundidad, este índice corresponde a la diferencia numérica entre el límite líquido y el límite plástico del suelo. El detalle de los datos obtenidos del ensayo de límite plástico se encuentra en las tablas 35, 36, 37, 38, 39, 40.

Las muestras de suelos fueron clasificados y seleccionados siguiendo el procedimiento de las normas vigentes para la descripción de suelos. Ensayos Estándares y Especiales. Los resultados consolidados se muestran en las tablas siguientes:

Tabla 40:*Cuadro resumen caracterización hidromecánica (SPT-01, SPT-02)*

SPT N°	SPT-01				SPT-02			
Muestra	M-01	M-02	M-03	M-04	M-01	M-02	M-03	M-04
Profundidad (m)	0.50-1.50	1.50-1.65	1.65-2.05	2.05-3.25	0.50-1.45	1.50-2.05	2.05-2.65	2.65-3.70
% gravas	0.00	0.40	0.10	0.00	0.20	0.00	5.90	3.60
% arenas	96.80	98.60	83.30	77.10	53.40	50.40	51.80	58.10
% finos	3.20	1.00	16.60	22.90	46.40	49.60	42.30	38.30
Límite Líquido	NP	NP	32.48	25.60	25.20	24.16	24.07	29.89
Límite Plástico	NP	NP	20.00	21.19	13.56	20.74	22.38	27.54
Índice de Plasticidad	NP	NP	12.48	4.41	11.64	3.42	1.69	2.35
Clasificación SUCS	SP	SP	SC	SM	SC	SM	SM	SM
Humedad (%)	9.32	23.34	20.43	25.70	16.22	23.06	23.51	28.66

Fuente propia

Tabla 41:*Cuadro resumen caracterización hidromecánica (SPT-03, SPT-04)*

SPT N°	SPT-03				SPT-04	
Muestra	M-01	M-02	M-03	M-04	M-01	M-02
Profundidad (m)	0.50-1.50	1.50-1.90	1.90-2.35	2.35-3.70	0.50-2.35	2.35-3.70
% gravas	10.30	1.00	10.30	7.70	0.20	0.00
% arenas	76.30	95.50	56.40	55.00	96.60	96.60
% finos	13.40	3.50	33.30	37.30	3.20	3.40
Límite Líquido	24.75	NP	28.59	24.26	NP	NP
Límite Plástico	13.71	NP	15.35	12.32	NP	NP
Índice de Plasticidad	11.04	NP	13.25	11.95	NP	NP
Clasificación SUCS	SC	SP	SC	SC	SP	SP
Humedad (%)	10.50	23.05	26.04	46.51	21.27	23.09

Fuente: Propia

Tabla 42:*Cuadro resumen caracterización hidromecánica (SPT-05, SPT-06)*

SPT N°	SPT-05				SPT-06		
Muestra	M-01	M-02	M-03	M-04	M-01	M-02	M-03
Profundidad (m)	0.50- 1.50	1.50- 2.10	2.10- 2.80	2.80- 3.25	0.50- 1.90	1.90- 2.80	2.80- 3.70
% gravas	0.00	3.00	0.70	9.80	0.00	0.20	1.70
% arenas	95.20	95.60	76.20	63.40	98.40	75.90	70.20
% finos	4.80	1.40	23.10	26.80	1.60	23.90	28.10
Límite Líquido	NP	NP	30.86	29.31	NP	21.74	36.73
Límite Plástico	NP	NP	26.22	15.13	NP	14.24	23.83
Índice de Plasticidad	NP	NP	4.64	14.19	NP	7.50	12.90
Clasificación	SP	SP	SM	SC	SP	SC	SM
SUCS							
Humedad (%)	1.28	9.22	25.73	36.23	18.30	29.26	32.69

Fuente: Propia

Tabla 43:*Cuadro resumen caracterización hidromecánica (SPT-07, SPT-08)*

SPT N°	C-07			C-08		
Muestra	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03
Profundidad (m)	0.50- 1.90	1.90- 2.35	2.10- 2.80	0.50- 1.90	1.90- 2.80	2.80-3.70
% gravas	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00
% arenas	68.90	79.40	97.30	95.90	75.40	99.30
% finos	31.10	20.60	2.20	4.80	24.60	0.70
Límite Líquido	30.15	37.05	24.47	NP	29.34	31.26
Límite Plástico	18.76	19.71	18.44	NP	14.93	19.65
Índice de Plasticidad	11.40	17.34	16.03	NP	14.41	11.61
Clasificación	SC	SC	SP	SP	SC	SC

SUCS						
Humedad (%)	17.46	27.73	35.86	8.90	26.34	30.90

Fuente: Propia

Tabla 44:

Cuadro resumen caracterización hidromecánica (SPT-09, SPT-10)

SPT N°	SPT-09			SPT-10	
Muestra	M-01	M-02	M-01	M-02	M-03
Profundidad (m)	0.50-2.35	2.35- 3.25	0.50- 2.00	2.00- 2.80	2.80- 3.25
% gravas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50
% arenas	95.90	55.10	61.60	53.00	93.20
% finos	4.10	44.90	38.40	47.00	6.30
Límite Líquido	NP	34.36	21.89	23.43	24.74
Límite Plástico	NP	19.12	14.56	11.73	13.06
Índice Plasticidad	NP	15.24	7.33	11.69	11.67
Clasificación SUCS	SP	SC	SC	SC	SP-SC
Humedad (%)	6.40	13.69	25.29	28.08	32.94

Fuente: Propia

Tabla 45:

Cuadro resumen caracterización hidromecánica (SPT-11, SPT-12)

SPT N°	SPT-11			SPT-12			
Muestra	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03	M-04
Profundidad (m)	0.50- 1.90	1.90- 2.80	2.80- 3.25	0.50- 1.50	1.50- 2.05	2.05-2.65	2.65-3.70
% gravas	0.00	1.50	0.60	0.20	0.80	0.40	0.40
% arenas	87.50	53.80	51.30	52.80	96.70	58.3	84.70
% finos	12.50	44.70	48.10	47.00	2.50	41.30	14.90
Límite Líquido	22.66	28.61	27.83	22.49	35.54	24.86	32.15
Límite Plástico	13.75	16.67	19.65	12.35	24.85	14.84	22.24
Índice de Plasticidad	8.92	11.94	8.18	10.13	10.70	10.02	9.91
Clasificación	SC	SC	SC	SC	SP	SC	SC
SUCS							
Humedad (%)	7.70	25.34	31.58	11.22	21.77	29.22	27.31

Fuente: Propia

3.4. Determinación de la conductividad hidráulica

Para determinar la conductividad hidráulica se usó un permeámetro TIPO K ϕ -00. Permeámetro de Cabeza Descendente de Suelos Arenosos.

Se realizó las pruebas de permeabilidad en laboratorio. Encontrándose nivel freático en todas las excavaciones. Dentro de los trabajos de laboratorio, se ha realizado la clasificación de los suelos.

Según la clasificación S.U.C.S, existe cuatro tipos de suelos en la Habitación Urbana Fundo la Peña que se detallaron anteriormente, de las cuales podemos decir que presenta una Permeabilidad Media a Alta:

Se realizaron a las 35 muestras extraídas en tubo de acero para conservar su humedad natural de campo y selladas por bolsas de plástico, el procedimiento del ensayo se muestra en la figura 60.



Figura 61: Ensayo de permeabilidad de carga constante:

Según la clasificación del suelo tenemos: Arenas pobremente graduadas, Arena arcillosa (SC), Arena limosa (SM), y Arena pobremente graduada con arcilla (SP-SC). Los resultados consolidados se muestran en las siguientes tablas

Tabla 46:*Cuadro de Permeabilidad C-1, C-2, C-3 y C-4.*

N° CAL	N° M.	SUCS	AASTHO	PERMEABILIDAD K: cm/seg	PROMEDIO
C-01	M-1 y M-2	SP	A-3(0)	1.22E-03	1.93E-04
	M-3	SC	A-2-6(0)	2.32E-04	
	M-4	SM	A-2-4(0)	2.24E-04	
C-02	M-1	SC	A-6(3)	2.53E-04	2.17E-04
	M-2	SM	A-4(3)	2.14E-04	
	M-3	SM	A-4(2)	2.05E-04	
	M-4	SM	A-4(1)	1.95E-04	
C-03	M-1	SC	A-2-6(0)	2.24E-04	2.18E-04
	M-2	SP	A-3(0)	1.88E-04	
	M-3	SC	A-2-6(1)	2.06E-04	
C-04	M-4	SC	A-6(1)	2.53E-04	1.89E-04
	M-1 y M-2	SP	A-3(0)	1.89E-04	

Fuente: propia

Tabla 47:*Cuadro de Permeabilidad C-5, C-6, C-7 y C-8.*

N° CAL	N° M.	SUCS	AASTHO	PERMEABILIDAD K: cm/seg	PROMEDIO
C-05	M-1 y M-2	SP	A-3(0)	1.23E-04	1.88E-04
	M-3	SM	A-2-4(0)	2.44E-04	
	M-4	SC	A-2-6(0)	1.97E-04	
C-06	M-1	SP	A-3(0)	1.71E-04	2.03E-04
	M-2	SC	A-2-4(0)	2.44E-04	
	M-3	SM	A-2-6(1)	1.93E-04	
C-07	M-1 y M-2	SC	A-2-6(1)	2.40E-04	2.10E-04
	M-3	SP	A-2-4(0)	1.80E-04	
C-08	M-1	SP	A-3(0)	1.84E-04	1.93E-04
	M-2	SC	A-2-4(0)	2.21E-04	
	M-3	SM	A-2-6(1)	1.74E-04	

Fuente: propia

Tabla 48:*Cuadro de Permeabilidad C-9, C-10, C-11 y C-12.*

N° CAL	N° M.	SUCS	AASTHO	PERMEABILIDAD K: cm/seg	PROMEDIO
C-09	M-1	SP	A-3(0)	1.95E-04	3.24E-04
	M-2	SC	A-6(3)	4.53E-04	
C-10	M-1	SC	A-4(1)	2.06E-04	2.31E-04
	M-2	SC	A-6(3)	2.22E-04	
	M-3	SP-SC	A-2-6(0)	2.66E-04	
C-11	M-1	SC	A-2-4(0)	2.39E-04	2.39E-04
	M-2	SC	A-6(0)	2.40E-04	
	M-3	SC	A-4(3)	2.37E-04	
C-12	M-1	SC	A-4(3)	2.21E-04	2.16E-04
	M-2	SP	A-2-6(0)	1.93E-04	
	M-3	SC	A-4(1)	2.07E-04	
	M-4	SC	A-2-4(0)	2.44E-04	

Fuente: propia

En las tablas 46, 47 y 48 se presenta los resultados del ensayo de permeabilidad a las 35 muestras, considerando como gradiente hidráulica 0.50 y 1.00, tomando la temperatura con un termómetro de mano digital, para las 12 calicatas. Los resultados indican que es un suelo permeable tal como también se muestran en las tablas. Se presenta un coeficiente de permeabilidad $10E-4$ cm/s.

Los resultados de los ensayos de permeabilidad de las muestras estudiadas según Lambe y William para esos valores de permeabilidad lo clasifica al suelo con un grado de permeabilidad media a baja como se muestran en la tabla 49. Ver Anexo 7

Tabla 49:*Valores típicos de la conductividad hidráulica (Coduto, 1999)*

Tipo de suelo	Conductividad hidráulica cm/s
Grava limpia	1 a 100
Arena y grava mezclada	10^{-2} a 10
Arena gruesa limpia	10^{-2} a 1
Arena fina	10^{-2} a 10^{-1}
Arena limosa	10^{-3} a 10^{-2}
Arena arcillosa	10^{-4} a 10^{-2}
limo	10^{-8} a 10^{-2}
Arcilla	10^{-10} a 10^{-6}

Fuente: Lambre y Whitman mecánica de suelos pg. 305**Tabla 50:***Grado de permeabilidad del suelo (Whitlow, 1994)*

Grado de permeabilidad	Conductividad hidráulica cm/s
Elevada	Superior a 10^{-1}
Media	10^{-1} a 10^{-3}
Baja	10^{-3} a 10^{-5}
Muy baja	10^{-5} a 10^{-7}
Prácticamente impermeable	Menor de 10^{-7}

Fuente: Lambre y Whitman mecánica de suelos pg. 305

3.5. Perfil estratigráfico basado en los datos obtenidos desde 0 m hasta 3.70 m de profundidad, incluyendo la capacidad portante de la zona de estudio.

Ambas calicatas fueron realizadas en el lugar donde hicimos los sondeos que contemplaban la ejecución de ensayos de Penetración Estándar (SPT), con el fin de determinar el perfil estratigráfico, la ubicación del nivel freático, la variación del contenido de humedad natural, la densidad y conocer así el tipo y características resistentes del suelo.

Para la extracción de la muestras de suelo en estudio se realizaron las 12 puntos de perforaciones con SPT y 12 calicatas de 1.50m x2.00m x 3.7cm, de las cuales se extrajeron muestras alteradas e inalteradas, las ultimas se bañaron con parafina para conservar su humedad natural, se cubrieron con bolsas herméticas y se colocaron en sacos de plástico. En las figuras se muestran una vista panorámica de la zona de estudio



Figura 62: Ensayo de Penetración Estándar



Figura 63: Excavaciones de calicatas

Con los registros de las perforaciones y los ensayos de laboratorio se elaboró el perfil estratigráfico del terreno.

Tabla 51:*Resumen de los perfiles estratigráficos*

PERFIL ESTRATIGRÁFICO							
Calicatas	Muestras	Prof. (m)	Tipo suelo	ϕ	C	Cap. Port. (kg/cm²)	Tipo Cimen.
C-01	M-1	1.65	SP	22.75°	0.06	0.57	
	M-2	2.05	SC	21.98°	0.07	0.58	Z
	M-3	3.25	SM	22.27°	0.03	0.56	
C-02	M-1	1.50	SC	21.71°	0.12	0.56	A
	M-2	3.70	SM	26.18°	0.00	0.66	
C-03	M-1	1.50	SC	21.33°	0.00	0.50	P
	M-2	1.90	SP	19.14°	0.24	0.67	
	M-3	3.70	SC	22.02°	0.08	0.53	A
C-04	M-1	2.35	SP	23.97°	0.05	0.61	
	M-2	3.70	SP	23.29°	0.22	0.77	T
C-05	M-1	1.50	SP	23.90°	0.20	0.91	
	M-2	2.10	SP	21.30°	0.12	0.52	A
	M-3	2.80	SM	21.29°	0.07	0.60	
	M-4	3.25	SC	21.98°	0.06	0.50	
C-06	M-1	1.50	SP	21.98°	0.10	0.60	
	M-2	2.80	SC	15.05°	0.20	0.51	A
	M-3	3.70	SM	23.14°	0.05	0.58	
C-07	M-1	2.35	SC	22.56°	0.00	0.54	I
	M-2	3.25	SP	20.78°	0.15	0.52	
C-08	M-1	1.90	SP	21.58°	0.11	0.58	S
	M-2	3.25	SC	19.37°	0.18	0.52	
	M-3		SP			0.57	L
C-09	M-1	2.35	SP	23.90°	0.20	0.79	
	M-2	3.25	SC	22.15°	0.05	0.50	A
C-10	M-1	2.80	SC	22.34°	0.00	0.57	
	M-2	3.25	SP-SC	20.76°	0.15	0.52	D
C-11	M-1	3.25	SC	19.37°	0.18	0.55	
	M-1	1.50	SC	21.71°	0.12	0.60	A
C-12	M-2	2.05	SP	22.50°	0.21	0.78	
	M-3	3.25	SC	15.05°	0.20	0.51	

Fuente propia

En la tabla 51 se da a conocer que la capacidad portante varía desde 0.50 kg/ cm² a 0.91 kg/ cm², para el tipo de cimentación de zapata aislada. Se muestra en el Anexo 7 perfiles estratigráficos de cada exploración.

CAPÍTULO IV.

DISCUSIÓN

4.1. Levantamiento topográfico de la zona de estudio.

Alcántara G. D (2014) afirma: Un levantamiento topográfico consiste en describir un terreno desde el punto de vista topográfico. A través de la utilización de instrumental especializado, el topógrafo realiza un escrutinio de la superficie del terreno y procede a la toma de datos, en este caso se hizo con una Estación Total ES-105. Con los datos obtenidos en el levantamiento topográfico se han realizado los planos específicos y los puntos donde se hicieron las 12 perforaciones con SPT y 12 calicatas donde se describen particularmente las características del terreno.

4.2. Ensayos de Penetración Estándar in situ y Corte Directos para determinar los Parámetros geotécnicos.

El Manual de ensayo de materiales (2016), explica los métodos para desarrollar el Ensayo de Penetración Estándar-SPT (MTC E-119) y Corte Directo (MTC E-123); al igual que la norma Técnica E-050 indica ejecutar calicatas o pozos a cielo abierto para verificar los estratos del subsuelo.

Con estos se han ejecutado 12 SPT y 12 calicatas en la Habilitación Urbana Fundo La Peña para determinar los parámetros geotécnicos de la zona de estudio antes mencionada.

Los puntos de exploración son 12 SPT donde se alcanzó un nivel máximo de 3.70 m, donde se encontraron niveles freáticos altos y concluyendo el ensayo.

A su vez se han realizado 12 calicatas en la zona de estudio y de las cuales se han realizado ensayos especiales de corte directo; las profundidades máxima alcanzada en las calicatas han sido hasta 3.70 m por encontrarse nivel freático alto.

En los datos obtenidos se define los estratos de apoyo, que corresponde a tipos de suelos que se encuentran dentro de la zona de estudio; se calculó los parámetros geotécnicos representativos. En vista de los resultados obtenidos se calculara la resistencia del terreno mediante el método de Teoría de Terzaghi solo para zapatas aislada.

4.3. Caracterización hidromecánica de la zona de estudio.

Braja M. (2007). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, afirma que los diferentes ensayos a realizar en las muestras del suelo, fueron distribuidos en el área del estudio de la Habilitación Urbana Fundo La Peña

Los sondajes explorados fueron 12 SPT y 12 Calicatas. Se identificó con la nomenclatura SPT-01, SPT-02.....SPT-12 con una profundidad de 3.70 m. Y C-01, C-02 C -12 con una profundidad promedio de 3.70 m.

Se recolectó muestras de suelos alterados e inalterados donde se determinó y se identificó las características físicas y mecánicas, así como los parámetros geotécnicos

En la recolección de las muestras, se extrajo las muestras inalteradas con protección de parafina, para guardar sus características físicas y enseguida se llevó al laboratorio.

Con las muestras obtenidas se realizaron los siguientes ensayos de acuerdo a las Normas Standards de la American Society for Testing and Materiales: Análisis Granulométrico Norma ASTM D 422 (MTC E 107), Clasificación de Suelos Norma ASTM D 2487, Ensayos de Límites de Consistencia Norma ASTM D 4318, Límite Líquido Norma ASTM D 423 (MTC E 110), Límite Plástico Norma ASTM D 424 (MTC E 111), Contenido de Humedad Natural Norma ASTM D 2216 (MTC E 108); acorde a las normas utilizadas.

Los resultados de todos los ensayos de laboratorio son mostrados en el Anexo 5.

4.3.1. Determinación del contenido de humedad N.T.P 339.127 (ASTM D-2216).

Este ensayo se rigió en la Norma Técnica Peruana 339.127 (ASTM D-2216), donde los resultados obtenidos han sido comprobados para verificar su validez de dicho ensayo. La norma nos indica pesos mínimos para realizar el presente ensayos verificando que las 39 muestras de suelos cumplen con la muestra mínima requerida, en la figura 62 se especifica al detalle.

Además, la norma específica que el resultado obtenido en el laboratorio realizados con el mismo equipo no debería diferir más del 7.8% de su medida comparando que las 39

muestras de suelos cumplen con el presente punto, garantizando que el contenido de humedad de un buen resultado.

Tabla 52:

Pesos mínimos para ensayos de contenido de humedad. (MTC, 2016)

Máximo tamaño de partículas (pasa el 100 %)	Tamaño de malla estándar	Masa mínima recomendada de espécimen de ensayo húmedo para contenidos de humedad reportados	
		a ± 0,1 %	a ± 1 %
2 mm o menos	2,00 mm (N° 10)	20 g	20 g *
4,75 mm	4,760 mm (N° 4)	100 g	20 g *
9,5 mm	9,525 mm (3/8")	500 g	50 g
19,0 mm	19,050 mm (3/4")	2.5 g	250 g
37,5 mm	38,1 mm (1 1/2")	10 kg	1 kg
75,00 mm	76,200 mm (3")	50 kg	5 kg

Nota.- *se usara no menos de 20 g para que sea representativa

Fuente: (MTC, 2016)

4.3.2. Análisis Granulométrico por tamizado.

Este ensayo se rigió en la Norma Técnica Peruana 339.128 (ASTM D-422), donde los resultados obtenidos han sido comprobados para verificar su validez de dicho ensayo.

La norma nos dice que el porcentaje que pasa por las mallas debe ser igual al 100 % para que la granulometría sea la correcta verificando que las 39 muestras de suelo cumple. La presente norma establece pesos mínimos para realizar un correcto análisis granulométrico global y por tamizados comparando que las 39 muestras de suelo cumplen con los pesos mínimos establecidos, en la figura 63 se especifica al detalle.

Tabla 53:

Pesos mínimos para el ensayo de granulometría de los suelos (MTC, 2006)

Diámetro nominal de las partículas más grandes mm (pulg)	Peso mínimo aproximado de la porción (g)
9,5 (3/8")	500
1,6 3/4"	1000
25,7 (1")	2000
37,5 (1 1/2")	3000
50,00 (2")	4000
75,0 (3")	5000

Fuente: MTC, 2006

4.3.3. Ensayo de Límites de Atterberg. NTP 339.129 (ASTM D-4318).

Este ensayo se rigió con la Norma Técnica Peruana 339. 129 (ASTM D-4318), donde los resultados obtenidos han sido comprobados para verificar su validez de dicho ensayo, donde las muestra de suelos han sido almacenadas y pesadas de acuerdo a la normatividad para obtener un correcto resultado.

En la TABLA 52 y 53 se presenta los rangos aceptables del límite líquido y plástico comprobando que las 39 muestras de suelos están dentro de presión establecida por la norma.

Tabla 54:

Índice de precisión para ensayo de limite líquido (MTC)

Índice de precisión y tipo de ensayo	Desviación estándar	Rango Aceptable de dos resultados
Precisión de un operador simple		
Limite Liquido	0,8	2,4

Figura: MTC 2006

Tabla 55:

Índice de precisión para ensayo de limite plástico (MTC, 2006).

Índice de precisión y tipo de ensayo	Desviación estándar	Rango Aceptable de dos resultados
Precisión de un operador simple		
Limite Plástico	0,9	2,6

Fuente: MTC 2006

4.4. Determinación de la conductividad hidráulica

En el presente ensayo se realizó de acuerdo a la norma ASTM D 4043. Este ensayo nos permite estimar el coeficiente de permeabilidad (k) del suelo

Braja Das (1999). Principios de ingeniería de cimentaciones. Afirma que se debe saber cuánta agua fluye a través del suelo en un tiempo determinado.

4.5. Perfil estratigráfico basados desde 0 m hasta 3.70 m de profundidad, incluyendo la capacidad portante de la zona de estudio.

El Manual de ensayo de materiales (2016), explica Establecer los procedimientos adecuados de muestreo de suelos, que permitirán la correlación de los respectivos datos

con las propiedades del suelo, tales como plasticidad, permeabilidad, peso unitario, compresibilidad, resistencia y gradación, resistencia, estratigrafía, etc.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y

RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Según la evaluación geotécnica realizadas en campo y los resultados de los ensayos de laboratorio y el análisis efectuado en el transcurso de este Informe de tesis, establecemos las siguientes conclusiones:

La zona en estudio tiene un relieve plano que hace que la topografía sea de forma llana y es de fácil acceso; a su vez se encuentra rodeada con parcelas agrícolas, el dren, camino carrozable y por urbanizaciones como Guardia Republicana y la Urbanización los Ficus. La zona de estudio posee un perímetro de 988.15 ml y un área de 3.5683 has. Existen 139 lotes, en los cuales 28 están ocupados por viviendas de dos a tres niveles de material noble.

Con el objeto de determinar las características físicas y de resistencia del subsuelo hasta las profundidades de 3.70 metros, se realizaron doce sondeos a percusión por medio de ensayos de campo denominado ensayos de penetración estándar SPT - en la Habilitación Urbana Fundo La Peña, ubicados estos en la ciudad de Lambayeque.

Sin embargo en la recuperación de muestras se podía observar suelos con alto contenido de humedad saturados, lo que indica que existen filtración de aguas por la cercanía del dren existente, además que la zona de estudio corresponde a zonas que antes ha sido parcelas agrícolas y a su vez de descargas de las aguas de lluvia producto del ultimo fenómeno del niño que sufrió nuestra Departamento, lo que hace que la zona se encuentra con contenido de humedad y se observan suelos saturados por la infiltración del agua al subsuelo.

Se han ejecutados 12 sondajes SPT, en las cuales arrojaron los número de golpes muy bajos, en algunas casos bajaba con el peso del martillo. Considerando los resultados obtenidos, se puede decir que en los ensayos de SPT realizados nos permite conocer la variación de la resistencia del suelo con las profundidades, a partir del cual podemos conocer las condiciones del suelo, donde se ha podido notar de manera clara que los suelos en las zonas de estudio corresponden a suelos heterogéneos de clasificación SUCS: SP (arenas pobremente graduadas), SM (arenas limosas), SC (arenas arcillosas), SP-SC (arena pobremente graduada con arcilla)

El ensayo de corte directo con muestras inalteradas (Mat), determino la capacidad portante del área en estudio arrojando valores entre 0.50 kg/cm² a 0.91 kg/cm².

Presenta la Permeabilidad media a alta tomando como gradiente hidráulica 0.50 y 1.00; la constante K es de 1.23 cm/seg a 2.66 cm/seg dando a conocer que son suelos arenosos.

La Geomorfología estructuralmente de las zonas en estudio, se muestran suelos mayormente pocos estables, y es una zona con posibles licuefacciones de suelos.

Tener en cuenta que Lambayeque, es una zona de sismicidad (Zona 4) y zona con cierto porcentaje de arenas, así como también una zona con posibles licuefacciones de los suelos.

RECOMENDACIONES

La Habilitación Urbana Fundo La Peña se encuentra surcada por un de Dren y áreas agrícolas. Por lo cual se encuentra afecta a Inundaciones por el desborde del Dren, Haciéndose indispensable Estudios y Proyectos para el Mejoramiento del Dren.

El Drenes deben ser rehabilitados en forma periódica., de tal forma que se tengan sus secciones transversales bien definidas y no como la que presentan en la actualidad el Dren con sus obras de arte destruidas y con vegetación, cuyas secciones de cruce son menores que la sección transversal de los mismos drenes, la experiencia de los eventos del Fenómeno de “El Niño” 1983 y 1998 y 2017 a lo han puesto de manifiesto, formando remansos por ser la sección no suficiente en dimensión, convirtiéndose en un obstáculo ante eventos no previstos.

Existe canales que recorren de Este a Oeste, por ser áreas agrícolas, se sugiere se elaboren proyectos de rehabilitación de sus cauces, que lleguen incluso a tener en cuenta algún tipo de revestimiento, por ejemplo en la Habilitación Urbana presentan en algunas partes problemas por variación de napa freática, elevándose esta cuando por los canales circula agua en épocas de riego, dado las características de permeabilidad de los suelos que presenta esta zona.

En este fenómeno del niño esta zona ha sido afectada en la cual debe plantearse la realización de un Proyecto de Drenaje Pluvial.

Se recomienda utilizar los instrumentos del laboratorio totalmente limpio y seco para la realización correcta de los ensayos, además de contar con equipos para el caso de las balanzas, totalmente calibradas para evitar ambigüedad en los resultados obtenidos.

Construir Edificaciones de 2 Niveles a 3 Niveles, considerando una Profundidad de Cimentación de 1.50 m, y un ancho de zapata de 2.00 -3.00 m con Zapatas aisladas con vigas conectoras o Vigas de Cimentación para evitar posibles asentamientos por incrementos de Nivel Freático, bajo la Supervisión de un profesional entendido en la materia. Los elementos del cimientto deberán ser diseñados de modo que la presión de contacto (carga Estructural del edificio entre el área de cimentación) sea inferior o cuando menos igual a la presión de diseño o capacidad admisible.

CAPÍTULO VI
REFERENCIAS

REFERENCIAS

- Atala Abad, C. A. (2011).** Estudio experimental sobre correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, usando equipos de penetración. Lima - Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Arguello R. D & Calderón, G. L. (2014).** “Estado del Arte del Uso del Ensayo de SPT y las Correcciones Obtenidas para los Parámetros del Modelo Mohr-Coulomb”. (Tesis de pregrado). Universidad Católica de Colombia. D.C. Colombia
- Braja M. (2007)** “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica”, Editorial Thomson Learning.
- Braja M. (1999)** “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”, Editorial Thomson Learning. 4^{ta} edición. México.
- Braja, M. (2012).** Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones- Setima edición. México: Cengage Learning.
- Barrenechea, Mantilla B. & Rojas Isern, T. (2017).** “Potencial de Licuefacción en el Distrito de San José” (tesis de pregrado). Universidad Señor de Sipán.
- Beskid, J. M., & Martínez, R. (2004).** Estudio comparativo de los resultados del California Bearing Ratio (CBR) obtenidos en laboratorio y con un penetrómetro dinámico. Universidad
- Campaña, José. (2014).** Ensayo de penetración estándar [en línea] [Citado: 06 de septiembre de 2014]. Disponible en Internet: <https://es.scribd.com/doc/114839384/Ensayo-de-Penetracion-Estandar-SPT-Pasado-Presente-y-Futu>
- Campos, M, D. (2011).** Estudio de la Variabilidad del Suelo de Piura a Través del SPT para la valoración del F.S. Universidad Nacional de Piura. (Tesis de Ingeniería Civil). Recuperado, desde: [https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/123456789/1356/ICI_189.p](https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/123456789/1356/ICI_189.pdf?sequence=1)
df?sequence=1
- Carmona Álvarez, J. (2014).** “Estudio de resultados Ensayo de Penetración Estándar (SPT) para el Factor de Corrección (C_n) y el Angulo de Fricción (Ø) del Suelo

usando diferentes Tipos de Correlaciones”. (Tesis de pregrado). Universidad Católica de Colombia. Bogotá D.C.

Cotrina Velásquez, J. (2017). Zonificación Geotécnica de los Suelos de Fundación, Mediante El Ensayo de Corte Directo y DPL en la Urbanización Los Girasoles - Jaén. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Cajamarca.

Crespo Villalaz, C. (2004). Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Editorial Limusa. 5^{ta} edición. México.

Cruz Calapuja, N. (2016). “Análisis Geotécnicos y propuestas de cimentaciones sobre rellenos en la Zona Nor-Oeste de la Ciudad de Juliaca”. Juliaca. (Tesis para optar el título de Magister). Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez.

Cuanalo Campos, O; Gallardo Amaya, R; Polanco, G; Quintero Lemus, L. (2016). Problemas geotécnicos en edificaciones desplantadas sobre depósitos aluviales en llanuras y penillanuras de inundación. *Revista Ingenio UFPSO. Vol. 12. 23-31.*

Fernández Gálvez, I. (2014). “Zonificación Geotécnica mediante el Ensayo de SPT y Corte Directo para la ampliación de la sub Estación Eléctrica de la provincia de Piura. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Cajamarca.

Fernández, W. (2006). Evaluación de la capacidad portante de los suelos de fundación de la ciudad universitaria – Universidad Nacional de Cajamarca- Perú. Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca.

Indeci – PNUD – PER/02/051 (2004). Plan De Usos del Suelo y Medidas de Mitigación ante Desastres. Ciudad De Lambayeque

Indeci – PNUD – PER/02/051 (2007). Programa de Prevención y Medidas de Mitigación Ante Desastres de la Ciudad de Tacna

Ing. Rodríguez, S. W (2016). Ingeniería geotécnica. Lambayeque. Recuperado de: <https://www.slideshare.net/aybenchinoquintanill/ingenieria-geotecnica-2016>

Judith Emperatriz Vallejos Castro (2004). Dilatación y ángulo de fricción efectivo de la arena eólica de Piura con el ensayo de corte directo”. (Tesis de pregrado). Universidad de Piura. Piura -Perú

- Ravines Aliaga, J. (2017).** “Capacidad Portante de los suelos de fundación, mediante los Métodos y DPL para la Ciudad de San José Gálvez – Celendín - Cajamarca”. (Maestría). Universidad Nacional de Cajamarca, Escuela de Posgrado.
- Rafael Urdaneta,** Facultad de Ingeniería. Maracaibo, Venezuela: Universidad Rafael Urdaneta. Obtenido de <http://200.35.84.131/portal/bases/marc/texto/2301-04-00576.pdf>
- Romero, C, W. (2004).** “Geología y Geotecnia con fines de construcción de puentes-análisis del puente Internacional Aguas Verdes. Departamento de Tumbes”. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional Mayor de San Marcos. Lima.
- Rodas, E (2011)** “Susceptibilidad a la licuefacción por medio del sondeo de penetración estándar: Las lisas, Chiquimulilla, Santa Rosa, Guatemala”, para optar el título de Máster en Ingeniería Geotécnica, Guatemala
- Ruge, C. J. & Pinto, R. (2011).** “Determinación de Parámetros Geomecánicas en Suelos Metaestables, Mediante El Uso de Ensayos De Campo”. Pre-til 100(24), 16 Paginas
- Samphors T, Suched L, y Thirapong P. (2014).** “Modelado geológico 3D y características geotécnicas de los subsuelos de Phnom Penh en Camboya”. Doi: [10.1016/j.enggeo.2014.06.010](https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.06.010)
- Santibáñez, D. (2006).** Determinación del potencial de licuefacción de suelos no cohesivos saturados bajo cargas sísmicas usando el ensayo de penetración estándar. (Tesis de Ingeniería en Construcción). Universidad Austral de Chile. Recuperado, desde: <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2006/bmfcs235d/doc/bmfcs235d.pdf>
- Shuan, L (2006),** “Taller básico de mecánica de suelos – Limite Líquido, Limite Plástico”, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil.
- Terzaghi, K. (1943).** Theoretical soil mechanics. New York: J. Wiley.
- Universidad de Chile. (2006).** ANALISIS GRANULOMETRICO, LIMITES DE ATTERBERG. Obtenido de <http://docplayer.es/23479454-Guia-de-laboratorio-1.html>

ANEXOS