



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIOS GEOTECNICO COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO
DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE TRES PISOS .EN LA
CIUDAD DE MACHALA.**

**LIMA LEON ROBINSO JIMMI
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2019**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIOS GEOTECNICO COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y
DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE TRES
PISOS .EN LA CIUDAD DE MACHALA.

LIMA LEON ROBINSO JIMMI
INGENIERO CIVIL

MACHALA
2019



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO TITULACIÓN
PROYECTO TÉCNICO

ESTUDIOS GEOTECNICO COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE
CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE TRES PISOS .EN LA CIUDAD DE
MACHALA.

LIMA LEON ROBINSO JIMMI
INGENIERO CIVIL


CABRERA GORDILLO JORGE PAUL

MACHALA, 16 DE SEPTIEMBRE DE 2019


MACHALA
2019

Nota de aceptación:

Quienes suscriben, en nuestra condición de evaluadores del trabajo de titulación denominado ESTUDIOS GEOTECNICO COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE TRES PISOS .EN LA CIUDAD DE MACHALA., hacemos constar que luego de haber revisado el manuscrito del precitado trabajo, consideramos que reúne las condiciones académicas para continuar con la fase de evaluación correspondiente.



CARRERA GORDILLO JORGE PAUL
0703092874
TUTOR ESPECIALISTA 1



CARRION ROMERO LEYDEN OSWALDO
0703989962
ESPECIALISTA 2



ORDÓÑEZ FERNÁNDEZ JOSÉ LUIS
0703830646
ESPECIALISTA 3

Machala, 16 de septiembre de 2019

TESIS_LIMA.docx

por Robinson Lima

Fecha de entrega: 13-sep-2019 03:55p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 1172306099

Nombre del archivo: TESIS_LIMA.docx (4.33M)

Total de palabras: 23934

Total de caracteres: 121584

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

El que suscribe, LIMA LEON ROBINSO JIMMI, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado ESTUDIOS GEOTECNICO COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE TRES PISOS .EN LA CIUDAD DE MACHALA., otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

El autor como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.

Machala, 16 de septiembre de 2019



LIMA LEON ROBINSO JIMMI
0704926435

INFORME DE ORIGINALIDAD

0%

INDICE DE SIMILITUD

0%

FUENTES DE
INTERNET

0%

PUBLICACIONES

0%

TRABAJOS DEL
ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias

< 11020 words

Excluir bibliografía

Activo

AGRADECIMIENTO

Todo esto es el comienzo de un trabajo en equipo en el cual uno aprende del otro y así sucesivamente, y que no debería detenerse, en nuestras manos está el direccionarlo hace un bien diverso sostenible.

Gracias a dios, a mi familia y los docentes de la institución, todos ellos en conjunto cumplen un trabajo importante y transformador en la formación de los jóvenes. Y al gran apoyo del ing. Paul Cabrera Gordillo para realizar este trabajo.

DEDICATORIA

Este trabajo es dedicado para todos, a quienes le sirva de utilidad y naturalmente mi madre querida y mi familia.

RESUMEN

El presente escrito tiene como objetivo definir la información geotecnia de una zona perteneciente al sur este de Machala, y en base a tal información de la zona definir una alternativa de cimentación para una edificación de 3 plantas. Para la exploración del suelo se implementó la Norma ecuatoriana de la construcción respecto a geotecnia y cimentaciones, en la cual definió que para una edificación de 3 plantas es necesario analizar el suelo a una profundidad de 6m (NORMAS NEC – 2015). El estudio está en un área de 160Ha se realizó en cuatro sectores de la zona que son La Ciudadela San Ramón, En la Ciudadela García Guillen, Lotización Francisco Abad, y LA Avenida Colón Tinoco Y Alejandro Castro Benítez, se realizaron 4 perforaciones en los sectores antes mencionado que forman un polígono, se dispuso la exploración con el objetivo de definir la secuencia de los estratos de los sectores y de esta manera definir una carta estratigráfica georreferenciada que sirva para definir el tipo de suelo hay en cualquier punto dentro de la zona delimitada por el polígono, con fines constructivos. El trabajo de exploración se lo realizo con el equipo SPT (prueba de penetración estándar) y además se obtuvieron muestras inalteradas en toda la exploración, para sus respectivos ensayos en laboratorio de suelos. De acuerdo a los resultados de los estudios de los suelos en los cuatro sondeos se descubrió que bajo estas zonas es de tipo arcilloso y limos y arenas finas. Su capacidad de carga ultima esta entre 2 y 5 Ton/m². Para proponer una cimentación adecuada y económica con estos tipos de suelo para una edificación para 3 plantas es necesario realizar un mejoramiento del suelo y con un desplante en función de las cargas de la estructura. Se pueden dar varias alternativas para los cimientos de este tipo de edificación siempre y cuando considerando las cualidades de este suelo. Además, se definió que el nivel freático en esta zona de estudio esta entre 1.4m - 2,5m y su influencia en la capacidad del suelo hay que considerarla en el diseño. En base a todo estos resultados y características que se presentaron durante es estudio podemos concluir que los suelos no son homogéneos, sus estratos no son secuenciales, y están constituidos por partículas finas, la norma ecuatoriana de la construcción menciona varios equipos alternativos para la exploración del suelo con sus debidas recomendaciones y norma referentes a los mismos. los ensayos en el laboratorio que se realizaron son contenido de humedad, límites de Atterberg, granulometría, ensayo triaxial, pruebas características en el estudio de los suelos. El estudio de los suelos es esencial en la proyección de obras civiles, siendo este el material principal, por esta razón definir sus propiedades mecánicas y físicas es de una amplia utilidad para el diseño de la subestructura que permitan transmitir las cargas al suelo de forma segura

y con asentamientos tolerables por la edificación, hoy en día existen varias alternativas para mejoramiento de los suelos, la que se consideró en este estudio es un mejoramiento con material granular o de fundación.

Palabras claves: capacidad de carga, cohesión, factor de seguridad, mejoramiento, geotecnia, cimentación superficial, desplante, nivel freático.

ABSTRACT

The purpose of this document is to define the geotechnical information of an area belonging to the south east of Machala, and based on such information in the area, define a foundation alternative for a 3-story building. For the exploration of the soil the Ecuadorian Standard of the construction with respect to geotechnics and foundations was implemented, in which it defined that for a building of 3 plants it is necessary to analyze the soil at a depth of 6m (NEC STANDARDS - 2015). The study is in an area of 160Ha was carried out in four sectors of the area that are The Citadel San Ramón, In the Citadel García Guillen, Lotización Francisco Abad, and LA Avenida Colón Tinoco and Alejandro Castro Benítez, 4 perforations were carried out in the sectors mentioned above that form a polygon, the exploration was arranged with the objective of defining the sequence of the strata of the sectors and in this way defining a georeferenced stratigraphic chart that serves to define the type of soil there is at any point within the delimited area by the polygon, for constructive purposes. The exploration work was carried out with the SPT equipment (standard penetration test) and also unaltered samples were obtained throughout the exploration, for their respective soil laboratory tests. According to the results of the soil studies in the four surveys, it was discovered that under these areas it is of clay type and silt and fine sand. Its ultimate load capacity is between 2 and 5 Ton / m². To propose an adequate and economical foundation with these types of soil for a building for 3 floors it is necessary to perform an improvement of the soil and with a sliding depending on the loads of the structure.

Several alternatives can be given for the foundations of this type of building as long as considering the qualities of this soil. In addition, it was defined that the frenzied level in this study area is between 1.4m - 2.5m and its influence on soil capacity must be considered in the design. Based on all these results and characteristics that were presented during this study, we can conclude that the soils are not homogeneous, their strata are not sequential, and consist of fine particles, the Ecuadorian construction standard mentions several alternative equipment for the exploration of the soil with its proper recommendations and norm regarding them. The laboratory tests that were carried out are moisture content, Atterberg limits, granulometry, triaxial test, characteristic tests in the study of soils. The study of the soils is essential in the projection of civil works, being this the main material, for this reason defining its mechanical and physical properties is of a wide utility for the design of the substructure that allow the loads to be transmitted safely to the ground and with settlements tolerable by the building, today there are several alternatives for soil improvement,

which was considered in this study is an improvement with granular or foundation material.

Keywords: load capacity, cohesion, safety factor, improvement, geotechnics, surface foundation, displacement, water table.

INDICE GENERAL

CUBIERTA.....	I
PORTADA.....	II
CONTRAPORTADA.....	III
PAGINA DE ACEPTACIÓN.....	IV
REPORTE DE PREVENCIÓN DE COINCIDENCIAS.....	V
CESIÓN DE DERECHOS DE AUTORÍA.....	VI
AGRADECIMIENTO.....	VII
DEDICATORIA.....	VIII
RESUMEN.....	IX
ABSTRACT.....	XI
INDICE GENERAL.....	XIII
LISTA DE ILUSTRACIONES.....	XVI
LISTA DE TABLAS.....	XVIII
INTRODUCCIÓN.....	19
1. CAPITULO I. DIAGNÓSTICO DEL PROBLEMA.....	22
1.1. Contextualización y descripción del problema objeto de intervención.....	22
1.2. Objetivos del proyecto técnico.....	23
1.2.1. Objetivo general.....	23
1.2.2. Objetivo específico.....	23
1.3. Justificación e importancia del proyecto técnico.....	23
2. CAPITULO II. ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN ADOPTADA.....	25
2.1. Estudios de ingeniería para la definición de alternativas técnicas de solución y sus escenarios.....	25
2.1.1. Situación geográfica de la zona considerada para este estudio.....	25
2.1.2. Información geotécnica.....	28
2.1.3. Normativa.....	29
2.1.4. Ensayos en campo.....	29
2.1.4.1 Número mínimo de sondeos por categorías.....	30
2.1.4.2 Características y distribución de los sondeos.....	32
2.1.4.3 Métodos permitidos para la exploración del suelo.....	32
2.1.5. Aguas subterráneas.....	41
2.1.6. Ensayos en laboratorio.....	41
2.1.6.1 Tipos de ensayos en laboratorio.....	41
2.1.7. Definición de las Propiedades geotécnicas de una masa de suelo.....	42
2.1.7.1 Relación pesos - volúmenes de una masa de suelo.....	42
2.1.7.2 Relación de vacíos.....	43
2.1.7.3 Contenido de humedad.....	44
2.1.7.4 Peso específico húmedo.....	44
2.1.7.5 Peso específico seco.....	45
2.1.7.6 Peso específico saturado.....	45
2.1.8. Clasificación de los suelos.....	45

2.1.9. Granulometría	46
2.1.9.1 Análisis granulométricos mediante mallas	46
2.1.9.2 Granulometría por lavado sobre la maya N°200	47
2.1.10. Plasticidad de los suelos.....	47
2.1.10.1 Estados de consistencia.....	47
2.1.10.2 Límites de Atterberg	48
2.1.10.3 Determinación del límite líquido	49
2.1.10.4 Determinación del límite plástico	53
2.1.10.5 Índice de plasticidad.....	54
2.1.10.6 Compresibilidad de los suelos.....	54
2.1.10.7 Utilidad de los límites de Atterberg	55
2.1.11. Sistemas de clasificación de los suelos	55
2.1.11.1 Sistema AASHTO.....	55
2.1.11.2 Sistema suscs	58
2.1.11.3 Simbología de diferentes tipos de suelos	61
2.1.12. Esfuerzos debido a la masa de suelo	63
2.1.12.1 Esfuerzo efectivo	63
2.1.12.2 Aplicación de los esfuerzos en la solución de problemas de ingeniería	65
2.1.13. Resistencia al corte del suelo	67
2.1.14. Círculo de Mohr.....	70
2.1.14.1 Principio de falla Mohr-Coulomb	71
2.1.15. Determinación del esfuerzo cortante.....	73
2.1.15.1 Prueba de compresión simple sin confinamiento	73
2.1.15.2 Prueba de compresión triaxial.....	78
2.1.16. Mecánica de los suelos.....	82
2.1.17. Cimentación	82
2.1.17.1 Cimentación superficial	83
2.1.17.2 Zapata aislada.....	83
2.1.17.3 Zapata combinada	86
2.1.17.4 Zapata corrida	87
2.1.17.5 Losa de cimentación.....	88
2.1.18. Desplante de una cimentación superficial	89
2.1.19. Como escoger la cimentación más adecuada	90
2.1.20. Profundidad de desplante de cimentaciones en suelos cohesivos	90
2.1.21. Capacidad de carga ultima en cimentaciones superficiales.....	91
2.1.21.1 Introducción:	91
2.1.21.2 Modos de falla por corte en el suelo	91
2.1.21.3 Falla por corte general.....	92
2.1.21.4 Falla por corte local.....	93
2.1.21.5 Falla por punzonamiento.....	93
2.1.21.6 Teoría de la capacidad de carga ultima de Terzaghi	94

2.1.21.7	Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga ultima por el nivel freático	98
2.1.21.8	Variación de la posición del nivel freático y su influencia en la capacidad de carga ultima de cimentaciones superficiales.....	99
2.1.21.9	Factor de seguridad	100
2.1.21.10	Ecuación general de la capacidad de carga	101
2.1.21.11	Capacidad de carga última ante carga excéntrica en dos sentidos, método dl Area efectiva.....	104
2.1.22.	Asentamientos admisibles.....	108
2.1.22.1	Normativa	109
2.1.22.2	Asentamiento elástico o inmediato	109
2.1.22.3	Asentamiento por consolidación	110
2.1.22.4	Asentamientos inducidos por sismos	110
2.1.23.	Mejoramiento de suelos	111
2.1.23.1	Características mecánicas del material de mejoramiento en canteras de la provincia del Oro.	113
2.1.24.	Elaboración de modelo de Proceso constructivo.....	118
2.2.	Pre factibilidad.....	119
2.3.	Factibilidad.	120
2.4.	Identificación de la alternativa de solución viable para su diseño.	120
3.	CAPITULO III. DISEÑO DEFINITIVO DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN.....	130
3.1.	Concepción del prototipo.....	130
3.2.	Memoria técnica.	131
3.3.	Presupuesto.	134
3.4.	Programación de obra.	134
4.	CONCLUSIONES.....	135
5.	RECOMENDACIONES.....	135
6.	BIBLIOGRAFÍA	136
7.	ANEXOS	139
7.1.	Resultados de laboratorio del <i>sondeo 1(San Ramón)</i> :.....	139
7.2.	Resultados de laboratorio del sondeo 2 (Av. Alejandro Castro Benítez y Colón Tinoco):	148
7.3.	Resultados de laboratorio del sondeo 3 (Cdl. Garcilla Guillén):.....	157
7.4.	Resultados de laboratorio del sondeo 4 (Lotización Francisco Abad Vallejo):	166
7.5.	Memoria fotográfica	175

LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1; Ubicación de la zona de estudio en Machala	25
Ilustración 2: Zona de estudio.....	26
Ilustración 3: Coordenadas UTM de los sondeos que delimitan la zona de estudio	27
Ilustración 4: Partes y medidas normalizadas del equipo SPT.....	34
Ilustración 5:Partes y medidas normalizadas del muestreador (cuchara o tubo partido)	35
Ilustración 6: Herramienta manual posteadora, martillo y barras	39
Ilustración 7:Muestras extraídas de los tubos shelby	39
Ilustración 8: Herramienta manual barrena helicoidal	40
Ilustración 9: Escenarios idealizado de los suelos	43
Ilustración 10: Interpretación gráfica de los límites de Atterberg.....	49
Ilustración 11: Copa de Casagrande y equipo para ensayo de limite liquido.....	50
Ilustración 12: Dimensiones de la ranura en la Copa de Casagrande	51
Ilustración 13: Ranura copa Casagrande.....	51
Ilustración 14: Obtención del límite liquido en la curva de fluidez	52
Ilustración 15: Carta de plasticidad.....	61
Ilustración 16: Simbología de cada fracción de suelo	62
Ilustración 17:Perfil de suelo	64
Ilustración 18: Perfil de suelo con variación del nivel freático	66
Ilustración 19: Tipos de falla de una masa de suelo por efecto del esfuerzo aplicado.....	67
Ilustración 20:Mecanismo de corte en los suelos.....	68
Ilustración 21: Grafica esfuerzo deformación.....	70
Ilustración 22: estado tensional de un plano y su solución grafica con el circulo de Mohr	71
Ilustración 23: Grafica de falla Mohr-Coulomb.....	72
Ilustración 24: Equipo para realizar la prueba de compresión simple	75
Ilustración 25: Envoltente del círculo de Mohr, cohesión y fricción	75
Ilustración 26: Gráfica esfuerzo-deformación	76
Ilustración 27: Gráfica Mohr-Coulomb en el caso de una aren, no hay cohesión.....	76
Ilustración 28: Gráfica de Mohr-Coulomb en el caso de una arcilla blanda, no hay fricción	76
Ilustración 29: Envoltente de falla respecto a 3 muestras cilíndricas de suelo, ensayadas a compresión simple.....	77
Ilustración 30: Esquema del equipo triaxial.....	80
Ilustración 31:Circulo de Mohr de una muestra a prueba triaxial	81
Ilustración 32: Envoltente de falla respecto a 3 muestras cilíndricas de suelo a prueba triaxial	81
Ilustración 33: Tipos de cimentaciones superficiales.....	83
Ilustración 34: Zapata aislada centrada.....	84
Ilustración 35: Clases de zapatas aisladas de acuerdo a su forma.....	84
Ilustración 36: Otra clasificación de zapatas aisladas (rígidas y flexibles)	85
Ilustración 37: Zapata aislada medianera y esquinera con vigas de amarre o centradoras perpendiculares.....	85
Ilustración 38: Esquema de una zapata combinada.....	86
Ilustración 39: Zapata combinada	86
Ilustración 40: Zapata corrida en proceso de encofrado	87
Ilustración 41: Encofrado de zapata corrida	87
Ilustración 42:Zapata corrida para un muro de contención	88
Ilustración 43: Clases de losas de cimentación.....	88
Ilustración 44: Losa de cimentación continua en proceso de construcción.....	89
Ilustración 45: Falla por corte general	92
Ilustración 46: Falla por corte local	93
Ilustración 47: Falla por punzonamiento	94
Ilustración 48: Falla por capacidad de carga en un suelo, bajo una cimentación corrida o continua	94
Ilustración 49: Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga ultima de Terzagui por la ubicación del nivel freático	98
Ilustración 50: Variación del nivel freático en una cimentación.....	99
Ilustración 51: Representación gráfica de una cimentación con excentricidad en dos sentidos.....	104
Ilustración 52: Representación gráfica del área efectiva para el caso I, donde $eL \geq 16$ y $eBB \geq 16$..	105
Ilustración 53: Representación gráfica para la rea efectiva para el caso II, donde $eL < 0,5$ y $0 < eBB < 16$	106
Ilustración 54: Grafica para determinar L1 y L2 en el caso II, donde $eL < 0,5$ y $0 < eBB < 16$	106

Ilustración 55: Representación gráfica del área efectiva para el caso III, donde $eL L < 16$ y $0 < eBB < 0,5$	107
Ilustración 56: Grafica para determinar B1 y B2 en el caso III, donde $eL L < 16$ y $0 < eBB < 0,5$...	107
Ilustración 57: Representación gráfica del área efectiva para el caso IV, donde $eL L < 16$ y $eBB < 16$	108
Ilustración 58: Curvas para el caso IV, donde $eL L < 16$ y $eBB < 16$	108
Ilustración 59: Curva de compactación.....	113
Ilustración 60: Angulo de reposo de suelos granulares.....	114
Ilustración 61: Círculo de Mohr para esfuerzos de cortante a la falla y envolvente de falla para ensayos triaxiales en material granular.....	116
Ilustración 62: Material de subbase	117
Ilustración 63: Clasificación de los 3 tipos de subbase por medio de granulometría especificada	118
Ilustración 64: Diagrama ilustrativo de los pasos para elaborar un programa de obra civil	119
Ilustración 65: Ubicación edificación 3 plantas	120
Ilustración 66: Fachada frontal edificación 3 plantas	121
Ilustración 67: Vista en planta de una edificación de 3 plantas	122
Ilustración 72: Distribución del material de mejoramiento.....	130
Ilustración 73: Cimentación edificio de 3 plantas.....	131
Ilustración 70: Estratigrafía de la zona de estudio georreferenciada.....	133

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Normas para ensayos en campo y laboratorio	29
Tabla 2: Clasificación de las unidades de construcción por categorías	30
Tabla 3: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción	31
Tabla 4: Profundidad mínima de sondeos de acuerdo al tipo de cimentación.	31
Tabla 5: Correlaciones de N con parámetros resistentes del suelo (según Terzagui y Peck)	37
Tabla 6: Correlación aproximada entre IC, N_{60} y q_u .	38
Tabla 7: Tamaño de mallas de uso común para el análisis granulométrico con fines de clasificación	46
Tabla 8: Mallas para el lavado de la muestra de suelo	47
Tabla 9: Rangos de plasticidad de los suelos	54
Tabla 10: Rangos del índice de compresión	55
Tabla 11: Sistema de clasificación de suelos AASHTO	57
Tabla 12: Factores de capacidad de carga de Terzagui (N_c , N_q , N_γ) para un modo de falla por corte general	96
Tabla 13: Factores de capacidad de carga modificados (falla por corte local) de Terzagui (N_c' , N_q' , N_γ') para un modo de falla por corte local	97
Tabla 14: Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhot	102
Tabla 15: Factores de forma, profundidad e inclinación (De Beer (1970); Hansen (1970); Meyerhot (1963); Meyerhot y Hanna (1981)).	103
Tabla 16: Características de los suelos aptos y no aptos para la construcción	112
Tabla 17: Características mecánicas del material de mejoramiento en canteras de la provincia del Oro	113
Tabla 18: Ángulos de reposo de varios suelos conocidos	116
Tabla 19: Angulo de reposo o fricción interna de algunas rocas (Hoek, Bray, 1981)	118
Tabla 20: Carga axial y por columna de la edificación de 3 plantas y su peso total	123
Tabla 21: Presupuesto	134
Tabla 22: Programación de obra	134

INTRODUCCIÓN.

Fernando Carrión 2001 señala que “La ciudad es uno de los productos más extraordinarios que ha creado la humanidad. Por definición es multifuncional, concentra la diversidad, y está en permanente construcción-reconstrucción, porque nunca se acaba; se trata de un “producto social” en proceso de cambio constante que tiene historia” [1].

Durante los siglos XIX y XX la zona rural de los países se ha visto transformada por el crecimiento de la urbe, a través de la industrialización de las ciudades y simultáneamente la migración de personas del campo a la ciudad por empleo, comercio, estudio, etc.

El crecimiento urbanístico en ciertas zonas periféricas a la ciudad de Machala, se ha venido dando más en sentido horizontal que vertical, desarrollándose al mismo tiempo una progresiva evolución de la actividad comercial, empresarial, empleo, estudio, instituciones, etc., que conlleva a una demanda de espacios residenciales entre otros, lo más cercano a sus actividades diarias.

Una solución en parte al crecimiento horizontal de la urbe y la demanda de espacios residenciales, es ganar espacio con el crecimiento vertical de las edificaciones, en todos los sectores de la ciudad, con esto se acortaría distancias que tendrían que trasladarse a diario un cierto grupo de personas a sus actividades diarias, ya que podría residir lo más cerca, minimizando el impacto al ambiente y congestiónamiento de tráfico entre sectores urbanos [2].

Verdaderamente el crecimiento de la urbanización en las zonas rurales periféricas a las ciudades no se detiene, definir los lineamientos normativos municipales de la ciudad, que regulen el uso del suelo, garantizando el equilibrio sustentable entre las condiciones ambientales, sociales y económicas que el territorio ofrece a sus habitantes [2].

Es el caso de la zona de estudio de este proyecto, ubicada al sur-este de Machala con un área aproximada de 160ha, en el cual cuenta con la infraestructura necesaria cercana para su desarrollo como colegios, escuelas, hospital del IESS, súper mercados etc., y además está activa comercialmente y una parte de esta zona está en

vías de expansión, es por esta razón se da la demanda de espacios residenciales y la planificación a futuro del buen uso de espacios, para aquello es necesario una planificación para ganar espacio a través del diseño de edificaciones en sentido vertical, siendo necesario obtener información geotécnica de la zona en estudio para aquello.

Para el crecimiento vertical de la urbe, La Norma Ecuatoriana De La Construcción NEC-2015 recomienda realizar un estudio de suelos para la construcción de edificaciones a partir de 3 plantas, he aquí la importancia de la información geotécnica del suelo [3].

En el proceso de desarrollo de la ciudad aparte de las edificaciones se realizan varias obras de ingeniería, en la zona de estudio se podría dar la construcción de una de ellas de magnitud que requeriría un estudio de suelos que determinen las acciones a tomar para su cimentación, en el caso que el presente estudio geotécnico este a su alcance aplicaría.

La información geotécnica junto con la carga total de la estructura, proceso constructivo y economía, aplican como elementos de análisis en la planeación y diseño de la cimentación para edificaciones, siendo nuestro caso de ejemplo un edificio de 3 plantas.

En el caso de cimentaciones para edificios, uno de los principales condicionantes es la presencia de suelos superficiales con baja carga admisible o con riesgos de colapso, lo que obliga a mejorar el suelo y en último de los casos cimentaciones profundas, con la idea de alcanzar estratos resistentes. Es fundamental en estos casos investigar el comportamiento mecánico del suelo ya que esto será fundamental para garantizar una correcta cimentación. Un factor a tener en cuenta es la presencia de licuefacción de suelos, este tipo de fenómenos puede afectar gravemente a las cimentaciones [4].

El alcance de la información geotécnica obtenida en esta zona de estudio de acuerdo a la clasificación de la NEC-2015 es para edificaciones de categoría baja 3 plantas, profundidad mínima de sondeos 6m y número mínimo de sondeos en el área de construcción 3 [3].

En el presente proyecto está dirigido solamente a cimentaciones superficiales para edificios de 3 plantas.

El objetivo general de este estudio es obtener información geotécnica de la zona de estudio, para el análisis y diseño de cimentación-suelo, para edificios de 3 plantas, y especificar recomendaciones necesarias para su fin, como solución en parte al crecimiento horizontal de la urbe.

El estudio consta de tres capítulos:

Capítulo I: Se hace mención a la descripción problemática que existe respecto al tema de estudio, objetivos generales y específicos y además la justificación e importancia del proyecto técnico.

Capitulo II: Trata sobre la ubicación de la zona de estudio del proyecto, toda la parte conceptual que hace referencia al proyecto y se realiza la correspondiente evaluación de campo respecto a la afectación producidas por el problema en investigación, además se analiza la Pre factibilidad, Factibilidad e identificación de la alternativa de solución viable más conveniente para su diseño.

Capitulo III: Diseño definitivo de la alternativa de solución, Memoria técnica de los cálculos y Presupuesto.

1. CAPITULO I. DIAGNÓSTICO DEL PROBLEMA.

1.1. Contextualización y descripción del problema objeto de intervención.

En los inicios de una ciudad, su crecimiento urbano se da de forma horizontal, comúnmente la población se aleja del centro de ciudad por el ruido de la dinámica diaria de trabajo a un lugar más tranquilo para vivir, pero al pasar el año llega una etapa en que este crecimiento horizontal se vuelve insostenible y contaminante por el hecho de que parte de los ciudadanos tienen que viajar diariamente largas distancias y por horas a su lugar de trabajo, compras, bancos, educación y más.

El crecimiento poblacional local y migratorio que se ha venido desarrollando alrededor de la ciudad de Machala a generado un crecimiento de infraestructura de vivienda sin normas de construcción y simultáneamente se origina demanda de espacio residenciales y otros usos por cierta parte de la población, por la cercanía a sus lugares de actividades diarias.

En nuestro caso la zona de estudio se ubicada en el sur-este de Machala es una zona que se la podría considerar activa en forma comercial, vías de acceso, transporte y a su alrededor cuenta con centros educativos, hospital IESS entre otros, su expansión urbana la mayor parte es horizontal en la cual muchas personas de otras partes de la ciudad acuden a sus lugares de trabajo en esta zona, no todas pero partes de estas personas desean establecerse lo más cerca de su lugar de actividad diaria y con el desarrollo acelerado de la ciudad después de un periodo de tiempo el personal laboral ,comercial, empresarial y otros, de esta zona de estudio incrementara, creando una demanda de espacios residenciales para establecerse cerca de sus actividades diarias y lo mismo ocurre con un cierto grupo de personas que salen de esta zona a otras zonas de la ciudad para realizar sus actividades diarias, formando así un circuito que se cruza originando un impacto ambiente, que en parte es por la falta de espacio residenciales.

Y además parte de esta zona de estudio está libre de construcciones y en vías a la urbanización, es por esta razón que existe la necesidad de un planificado crecimiento vertical urbanístico de esta zona en estudio.

Para la construcción de edificaciones a partir de 3 plantas, la Norma Ecuatorial De La Construcción (NEC) recomienda realizar un estudio de suelo en el lugar donde se va plantar la edificación.

En la actualidad no se dispone de estratigrafía de suelos en los sectores de Machala, las obras de ingeniería están condicionadas por el suelo, en tal caso es determinante contar con información geotécnica de esta zona de estudio, necesaria en el diseño de los cimientos de las edificaciones y obras civiles con proyección de espacios verticales y además recomendaciones en el proceso de construcción que nos permita ahorrar tiempo y gastos, respetando las normas geotécnica y estructurales y tener presente las construcciones adyacentes ya que ciertos procesos podrían dañar a las mismas.

1.2. Objetivos del proyecto técnico.

1.2.1. Objetivo general

Determinar el estudio geotécnico de la zona de estudio, para el análisis y diseño de cimentación-suelo, para edificios de 3 plantas, y puntualizar recomendaciones necesarias para su fin, como solución en parte al crecimiento horizontal de la urbe.

1.2.2. Objetivo específico

Para el cumplimiento del objetivo general de este proyecto es necesario llevar acabo los siguientes objetivos específicos.

- Determinar el tipo de suelos que existen en la zona mediante ensayos de laboratorio y obtener resultados.
- Analizar el tipo de cimentación y desplante para una vivienda de 3 plantas.
- Interpretar la geotécnica como elemento de análisis y diseño de cimentaciones para viviendas de 3 plantas al Sur Este de la ciudad de Machala.

1.3. Justificación e importancia del proyecto técnico.

La solución para satisfacer la necesidad de espacios, residenciales y también podríamos decir con fines de oficinas, comerciales, institucionales, etc. que demanda todas las zonas de la ciudad y específicamente en nuestra zona de estudio, es por medio de un planificado crecimiento vertical en sus edificaciones, que permite reducir

en parte el crecimiento horizontal de la urbe y conservar los espacios verdes de libre acceso social.

Gracias a optimización del espacio por medio del crecimiento vertical, reduciría en parte el tráfico y la contaminación de la ciudad ya que parte de la población local o visitantes por razones de trabajo, negocios, etc. Le convendría residir en la zona o lo más cercanos a sus actividades diarias, ya no tendría que trasladarse de un extremo a otro de la ciudad para realizar sus actividades.

Por tal razón el construir edificaciones más grande (crecimiento vertical), implica mayor carga que se transmitirá a el suelo a través de la cimentación, por lo tanto es determinante realizar un estudio de suelos (Información geotécnica) para ubicar un estrato resistente o mejorar el suelo con fines de cimentación que garantice la estabilidad de la edificación ante la actuación de cargas permanentes (peso propio), vivas y disipación de cargas ocasionales (sismo) [5].

Una variable muy importante a considerar y que la información geotécnica lo indica es conocer si existen cuerpos de agua subterráneos (nivel freático) y a que profundidad, los cuerpos de agua subterráneos alteran el comportamiento de determinados tipos de suelo [6].

2. CAPITULO II. ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN ADOPTADA.

2.1. Estudios de ingeniería para la definición de alternativas técnicas de solución y sus escenarios.

2.1.1. Situación geográfica de la zona considerada para este estudio

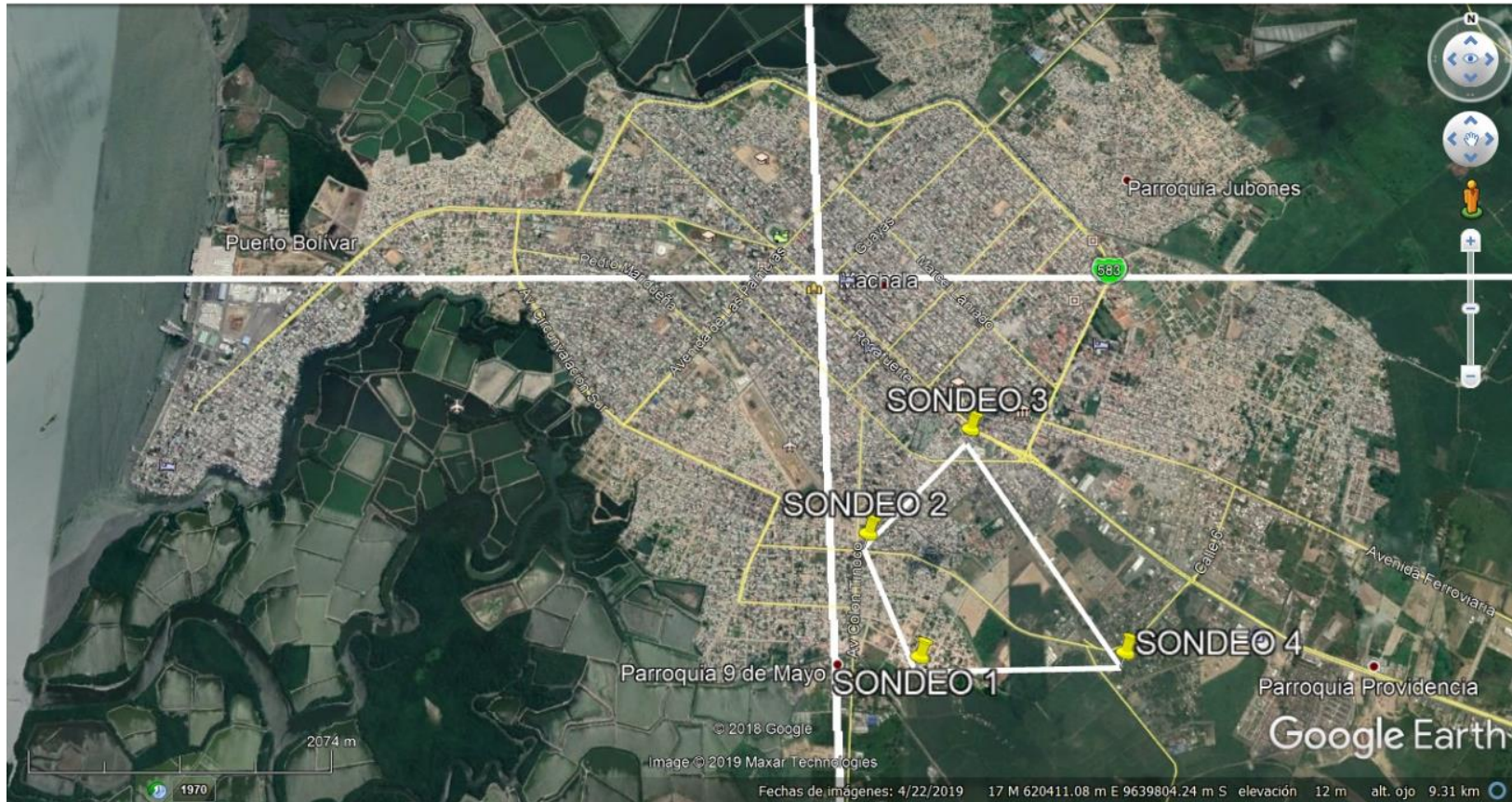


Ilustración 1; Ubicación de la zona de estudio en Machala

Fuente: Google Earth



Ilustración 2: Zona de estudio
Fuente: Google Earth

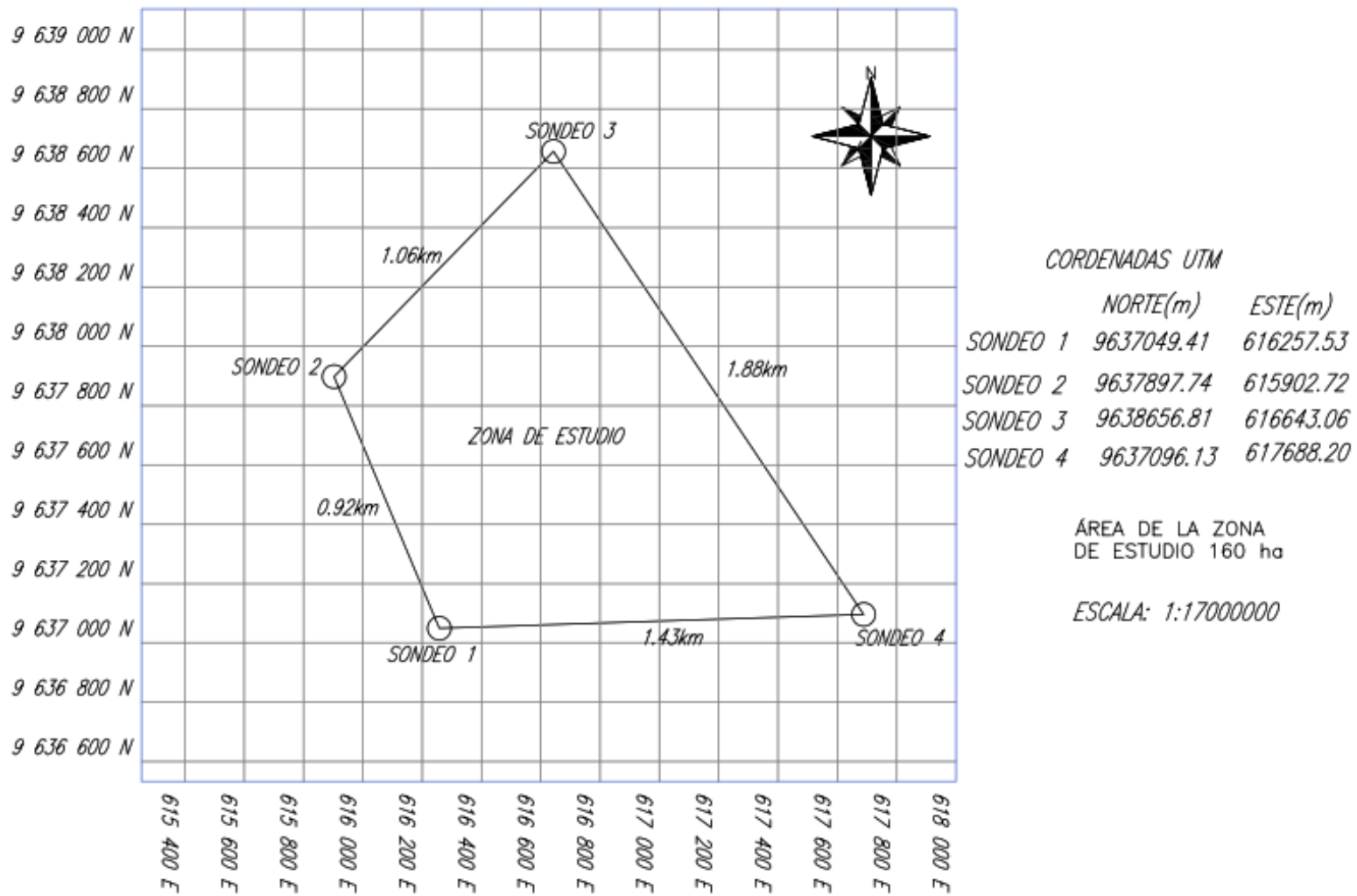


Ilustración 3: Coordenadas UTM de los sondeos que delimitan la zona de estudio
Fuente: Autor

La zona de estudio está ubicada al sur-este de la ciudad de Machala, delimitada por los sondeos (ilustración 1-2-3), con un área de 160ha, pertenece a un sector activo comercial e institucionalmente.

Los 4 sondeos que forman el polígono se ubican en:

- Sondeo 1: Barrio San Ramón
- Sondeo 2: Av. Alejandro Castro Benítez y Colón Tinoco
- Sondeo 3: Ciudadela García Guillén, Av. Calle vehicular este 121 e/ San Juan De La Cruz y Calle vehicular sur
- Sondeo 4: Lotización Francisco Abad Vallejo

2.1.2. Información geotécnica

La Geotécnica se basa en los conocimientos geológicos de los suelos donde se ha proyectado una obra, los cuales deben de soportar a la misma. Sin embargo, una parte importante de la labor del constructor consiste en dominar el terreno para adaptarlo a sus fines.

En el caso de un túnel u otra excavación subterránea la obra queda constituida por el mismo terreno modificado.

En cambio, en la construcción de un canal, carretera, edificio entre otros, en la cual el terreno no está presente en la obra de manera tan exclusiva; así ocurre en las estructuras. Pero éstas han de ir cimentadas, problema siempre decisivo y a veces predominante [7].

Existen variedad de suelos con diferentes usos, por tal motivo la geotécnica, estudia sus propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas que determinan su comportamiento, así como su capacidad para diferentes tipos de obras civiles, los estudios geotécnicos de suelos, siempre ha constituido una parte importante en la planeación de obras de ingeniería [8].

El dato principal en el diseño de cimentaciones es: la información geotécnica del estudio de suelos y el tipo de estructura a cimentar (peso) [9].

En ciertas obras de ingeniería el suelo es muy blando en tal caso es necesario modificar sus propiedades naturales, con el objetivo de optimar sus características mecánicas (resistencia, permeabilidad y deformabilidad) para lograr infraestructuras consistentes y seguras [10].

2.1.3. Normativa

Para los estudios geotécnicos de los suelos se lleva a cabo ensayos en campo y laboratorio, para ello, la Norma Ecuatoriana De La Construcción NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2015 establece lo siguiente:

Pero antes de continuar es conveniente mencionar al inicio de todo proyecto de ingeniería, información previa a la ejecución de los trabajos en campo y laboratorio, que coordine los procedimientos para tal fin, para ello mencionamos la normas (tabla 1) para cada ensayo.

Este conjunto de normas técnicas NTE INEN y de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, forman parte integrante del Reglamento.

Número	Ensayo	Norma			
1	Obtencion de muestras para probetas de ensayo. Metodo para tu de pared delgada(Shelby)	NTE INEN 687	ASTMD 1587		
2	Peso unitario		BS - 1377		
3	Humedad natural	NTE INEN 690	ASTM D - 2216		
4	Limites de Atterberg	Limite liquido	NTE INEN 691	ASTM D - 423	AASHTO T- 89
		Limite plastico	NTE INEN 692	ASTM D - 424	AASHTO T - 90
5	Analisis granulometrico		ASTM D - 422	AASHTO T -88	
6	Clasificacion de los suelos	SUCS		ASTM D 2487	
		AASHTO			
7	Compresion simple		ASTM D - 2166		
	Compresion triaxial UU		ASTM D - 4767	ASTM D - 2850	
8	Ensayo SPT(Correlaciones)		ASTMD 1586		

Tabla 1: Normas para ensayos en campo y laboratorio
Fuente: Autor

Las ASTM internacional ha aportado con normas técnicas en el campo de la ingeniería en varios países del mundo [11].

2.1.4. Ensayos en campo

El objetivo de los ensayos en campo es la extracción de muestras alteradas e inalteradas necesarias para los ensayos en laboratorio, y reconocimiento del terreno en profundidad [12].

Para el inicio de los ensayos en campo se toma en cuenta los siguientes detalles:

La NEC-SE-GC-Geotecnia-y-Cimentaciones 2015; sección 2.6., clasifica a las unidades de construcción por categorías, Baja, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio, mediante la siguiente tabla 2.

Además, para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto (subsuelos, terrazas).

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4 000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4 001 y 8 000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8 000

Tabla 2: Clasificación de las unidades de construcción por categorías
Fuente: Fuente: NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2014.

2.1.4.1 Número mínimo de sondeos por categorías

La NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2015; sección 3.5.2. exige a los profesionales en el campo de la ingeniería de la construcción realizar las exploraciones necesarias del suelo, que le permita determinar su capacidad de carga, asentamientos y su comportamiento con los niveles de agua, para el diseño de cimentaciones, excavaciones, etc.

Para aquello establece la profundidad mínima y el número de sondeos exploratorios, dependiendo de la categoría de la unidad de construcción (tabla 3).

Es importante aclarar que Cada unidad esta categorizada respecto a su funcionalidad y a sus cargas.

CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN			
Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m.
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

Tabla 3: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción
Fuente: NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2014.

La NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2015; sección 3.5.3., aparte de las profundidades de sondeo establecida en la tabla 3, la norma emite otras profundidades de sondeos (tabla 4), en función del tipo de cimentación, en el caso de hacer uso de estos criterios tendrían que ser justificados.

El uso de estos criterios se da en base a la experiencia profesional de la exploración en campo del suelo y la estructura a cimentar.

Tipo de obra civil subterránea	Profundidad de los sondeos
Losa corrida	1.5 veces el ancho
Zapata	2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión
Pilotes	Longitud total del pilote más largo, más 4 veces el diámetro del pilote
Grupos de pilotes	<ul style="list-style-type: none"> Longitud total del pilote más largo, más 2 veces el ancho del grupo de pilotes 2.5 veces el ancho del cabezal de mayor dimensión
Excavaciones	Mínimo 1.5 veces la profundidad de excavación a menos que el criterio del ingeniero geotécnico señale una profundidad mayor según requerimiento del tipo de suelo.
Caso particular: roca firme	<p>En los casos donde se encuentre roca firme, o aglomerados rocosos o capas de suelos firmes asimilables a rocas, a profundidades inferiores a las establecidas, el 50% de los sondeos deberán alcanzar las siguientes penetraciones en material firme, de acuerdo con la categoría de la unidad de construcción:</p> <ul style="list-style-type: none"> Categoría Baja: los sondeos pueden suspenderse al llegar a estos materiales; Categoría Media, penetrar un mínimo de 2 metros en dichos materiales, o dos veces el diámetro de los pilotes en éstos apoyados; Categoría Alta y Especial, penetrar un mínimo de 4 metros o 2.5 veces el diámetro de pilotes respectivos, siempre y cuando se verifique la continuidad de la capa o la consistencia adecuada de los materiales y su consistencia con el marco geológico local.

Tabla 4: Profundidad mínima de sondeos de acuerdo al tipo de cimentación.
Fuente: NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2014.

2.1.4.2 Características y distribución de los sondeos

La NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2015; sección 3.5.1., determina que los sondeos deben cumplir con las siguientes características.

- Los sondeos con recuperación de muestras(inalteradas) deben constituir como mínimo el 50% de los sondeos practicados en el estudio definitivo.
- En los ensayos con muestreo, tomar muestras cada metro a lo largo de toda la perforación.
- El 50% de los sondeos se realizarán en la parte del terreno donde va la construcción.
- Como mínimo el 50% de los sondeos establecidos en la tabla 2 dependiendo de cada categoría deben alcanzar la profundidad dada.
- En todo caso prevalecerá el criterio del ingeniero geotécnico quien determine la exploración.
- Cuando se construyan rellenos, dicha profundidad se considerará a partir del nivel original del terreno.
- Llegar a la profundidad en la que el incremento de esfuerzo vertical causado por la edificación, o conjunto de edificaciones, sobre el terreno sea el 10% del esfuerzo vertical en la interfaz suelo-cimentación (Método de Joseph Boussinesq: cálculo de incremento de esfuerzos).

2.1.4.3 Métodos permitidos para la exploración del suelo

Para la exploración del suelo existen varios métodos de forma directa o indirecta.

La NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2015; sección 3.4., menciona un grupo de alternativas que se pueden utilizar, además el método a utilizar está condicionado por las características del suelo y profundidades a explorar, entre los cuales tenemos:

Exploración directa

- Calicatas o trincheras,
- Veletas,
- Cono estático CPT, o dinámico DCP,
- Dilatómetro,
- Ensayo de penetración estándar SPT.

Describiremos el ensayo de penetración estándar SPT, ya que es el que utilizamos en este proyecto.

Ensayo de penetración estándar (SPT)

En el diseño de cimentaciones el tipo de ensayo más utilizado para medir la resistencia del suelo es el ensayo SPT (Standard Penetration Test) normalizado mundialmente [13].

El uso del SPT (prueba de penetración estándar) se dio a inicios del siglo 20, se consideró como un ensayo útil para obtener la resistencia de suelos arenosos con fines de cimentaciones superficiales.

H. Mohr y G. Fletcher en 1927 intentaron normalizar el ensayo, mediante el hincamiento de un muestreador de 50mm de diámetro, golpeado por un martillo de 62,5kg, al caer de una altura de 760mm. Terzaghi y Peck lo definieron como ensayo de penetración estándar. En 1967 fue estandarizado por la ASTM, pero en la actualidad ha tenido algunas reformas debido al procedimiento de ejecución y a la calibración de los equipos [14].

En la ilustración 4 se indica las partes y medidas normalizadas del equipo SPT, y en la ilustración 5 se indica las partes y medidas normalizadas del muestreador también llamado cuchara o tubo partido.

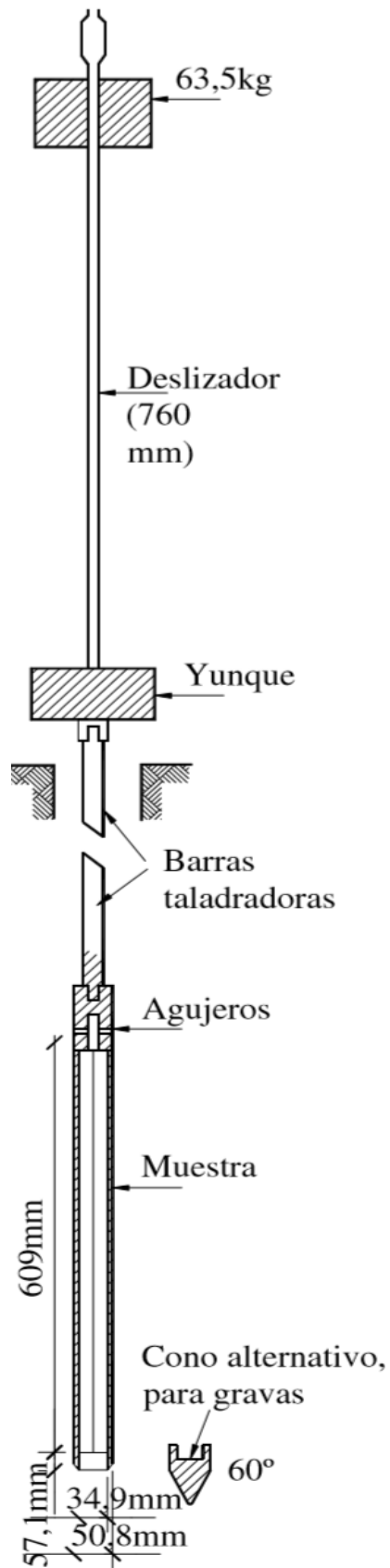


Ilustración 4: Partes y medidas normalizadas del equipo SPT
Fuente: El Terreno, Matilde Gonzales Caballero 2001

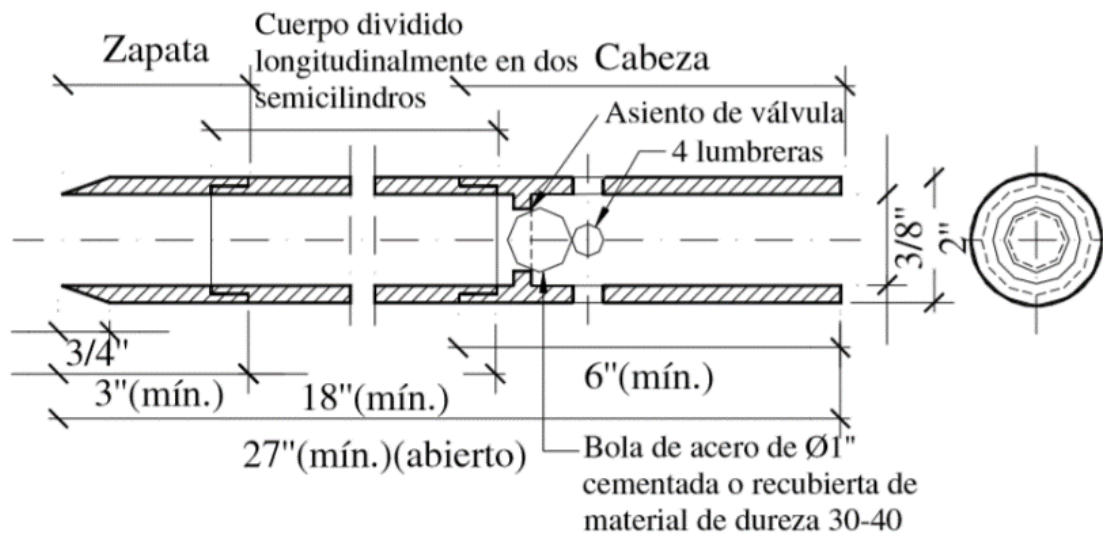


Ilustración 5: Partes y medidas normalizadas del muestreador (cuchara o tubo partido)
 Fuente: El Terreno, Matilde Gonzales Caballero 2001

La SPT se usa para obtener un valor estimado de la resistencia del suelo por medio de un índice de resistencia dinámica, que es el número de golpes de con un martillo necesarios para penetrar una toma muestra de 45cm. El número de golpes(N) en el SPT no es un valor definitivo de la resistencia del suelo, es por esta razón, que varios investigadores han trabajado en correlaciones para obtener datos geotécnicos como densidad relativa, ángulo de fricción entre otros, de los suelos. Pero debido a la variación en la aplicación de este ensayo SPT, han surgido correlaciones que se basan en términos de energía transferida por el martillo [15].

Desde sus orígenes y actualmente, la prueba SPT ha sido tema de interés investigativo en el campo de la geotécnia por investigadores como Terzaghi & Peck, Seed & Idris, Meyerhof, Skempton entre otros, quienes trabajaron en la obtención de correlaciones entre parámetros geotécnicos y SPT basándose también diseños anteriores [14].

Entendemos por correlación, la relación entre los resultados en campo (SPT) y en laboratorio de varios estudios. Caracterizando la resistencia de le suelo en función del número de golpes(N).

Descripción del ensayo de penetración estándar (SPT) Normalizado por ASTM D-1586

Consiste en contar el número de golpes (N) necesarios para introducir en un estrato de suelo un muestreador de 45cm de longitud, a diferentes profundidades (comúnmente cada 2m). el muestreador es golpeado a energía constante con un martillo de 140lb(63,5kg) al caer de una altura de 30plg. (76cm). Este ensayo se aplica en suelos arenosos y arcilla blanda, no es recomendable en gravas, roca y arcillas consolidadas, ya que podría afectarse el equipo [16].

Equipos:

- Martillo de 63,5kg, con una altura de caída de 760mm.
- Barras y brazos de perforación
- Muestreador o tubo partido: largo(50cm), diámetro exterior(51mm), diámetro interior(35mm)
- Trípode de carga
- Flexómetro
- Parafina sellante
- Tarjetas de identificación.

Ejecución:

- Primeramente, se realiza un sondeo a profundidad establecida, y posteriormente se ingresa al fondo el muestreador normalizado introduciéndolo inicialmente 15cm en la capa a penetrar, a manera de eliminar la zona superficial alterada.
- Se hace una marca en la barra y se cuenta el número de golpes (N) necesarios para penetrar el muestreador una longitud de (30cm) en dos series. Utilizando un martillo de 63,5kg que cae de 760mm, que equivale a una energía de 0.5kj por golpe, aproximadamente.
- Entonces el #golpe total será: $N = N1 + N2$, en donde N1 corresponde al #golpes necesarios para penetrar los primeros 15 cm y N2 es el #golpes necesarios para los 15 cm restantes del muestreador.

- Finalmente se abre el muestreador y se toma muestra alterada por el golpeteo, pero útil para los ensayos de contenido de Humedad, granulometría, Límites de Consistencia y peso Específico).
- Culmina el ensayo cuando se da 50 golpes y no penetra 5cm o 100 golpes y no penetra 30cm, considerándose como rechazo (roca o suelo muy bueno). Ya que al pasar este límite causarían daños al equipo.

Antes de correlacionar se deberá ajustar el valor de N si éste se ha realizado bajo el nivel freático, ya que cuando se realiza el ensayo bajo el nivel freático el conteo es mayor debido a la mayor rigidez del agua (o a la resistencia, por empuje de Arquímedes, que ofrece al penetrar el tubo en el suelo con agua en sus poros). Para correlacionar con los parámetros resistentes se debe ajustar ese conteo inicial si este N es mayor de 15, o sea [13]:

Corrección por obtención bajo el nivel freático.

$$N^*(\text{corregido}) = N, \text{ si } N < 15$$

$$N^* = 15 + \frac{N - 15}{2}, \text{ si } N > 15$$

Hay varias correlaciones útiles en función del número de golpes(N) del ensayo SPT, como la correlación de Terzaghi y Peck (tabla 5).

arenas				arcillas			
N	Compacidad media	Densidad relativa en %	Ángulo ϕ	N	q_s (kg/cm ²)	Consistencia	c_u (resistencia al corte sin drenaje)
0 - 4	muy floja	8 - 15	< 30°	< 2	< 0,25	muy blanda	0,125
4 - 10	suelta	15 - 35	30° - 35°	2 - 4	0,2 - 0,5	blanda	0,12 - 0,25
10 - 30	media	35 - 65	35° - 40°	4 - 8	0,5 - 1	media	0,25 - 0,5
30 - 50	densa	65 - 85	40° - 45°	8 - 15	1 - 2	firme	0,5 - 1,0
> 50	muy densa	85 - 100	< 45°	15 - 30	2 - 4	muy firme	1,0 - 2,0
				>30	>4	dura	>2,0

También se ha relacionado el valor de N con el módulo de deformación elástica del suelo E, así:

- Para arenas finas: $E = 350 \log N$ (E en kg/cm²);

- Para arenas gruesas: $E = 500 \log N$.

Tabla 5: Correlaciones de N con parámetros resistentes del suelo (según Terzagui y Peck)

Fuente: El Terreno, Matilde Gonzales Caballero 2001

Otra correlación aproximada útil es la del índice de consistencia (IC), número de golpes corregido (N_{60}) y la resistencia a la compresión simple (q_u) (tabla 6). Donde el índice de consistencia es [17]:

$$IC = \frac{LL-W}{LL-LP}$$

Donde:

W = contenido de húmeda

LL = limite liquido

LP = limite plástico

Número de penetración estándar, N_{60}	Consistencia	IC,	Resistencia a la compresión simple, q_u (kN/m ²)
< 2	Muy blanda	< 0.5	< 25
2-8	Blanda	0.5-0.75	25-80
8-15	Media	0.75-1.0	80-150
15-30	Firme	1.0-1.5	150-400
> 30	Muy firme	> 1.5	> 400

Tabla 6: Correlación aproximada entre IC, N_{60} y q_u .
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

Perforación con barrena o posteadora y muestreo inalterado

La perforación con barrena es el método más sencillo para exploraciones de suelos. Hay 2 dos clases de barrenas manuales, la barrena para postes o posteadora y la barrena helicoidal (ilustración 6-8). Las barrenas manuales no se pueden utilizar para perforar agujeros con profundidad mayor a 5 m. Es usada para exploración del suelo para vías y estructuras pequeñas. Existen barrenas helicoidales eléctricas portátiles (76 mm a 305 mm en diámetro) para perforaciones más profundas. Las muestras de suelo obtenidas de esas perforaciones están muy alteradas. En suelos no cohesivos o con baja cohesión, las paredes de las perforaciones son inestables sin algún tipo de soporte, por lo que se utiliza un tubo metálico como como camisa para provenir el desprendimiento del suelo [17].

Estas exploraciones se la combinan con la extracción de muestras inalteradas en tubos shelby (ilustración 7) para hacer los ensayos de compresión simple o triaxiales y obtener una aproximación de la resistencia el suelo.

Primero se perfora con cualquiera de las 2 herramientas manuales, en este caso la posteadora, cada metro o cada cambio de estrato se extrae muestras alteradas para ensayos de contenido de humedad, granulometría y limites e atterberg, y cada 1,5 o

2m se extrae muestras inalteradas con los tubos shelby(30cm), el tubos shelby se conecta en la punta de un partillo de caída(de 40cm de caída) y a la ves el martillo se conecta con las barras(1m) dependiendo a que profundidad este, se introduce el equipo ya armado a la perforación, se hace una marca a la barra de 30cm respecto al terreno natural para saber que el tubo se ha llenado y se comienza a dar golpe dejando caer el martillo hasta que se hunda los 30cm. Una vez lleno se extrae el equipo a la superficie y se retira el tubo cubriéndolo con un plástico, para que se conserve y con su identificación hasta su ensayo en el laboratorio, este proceso se repite durante toda la exploración.



Ilustración 6: Herramienta manual posteadora, martillo y barras
Fuente: Autor



Ilustración 7: Muestras extraídas de los tubos shelby
Fuente: Autor

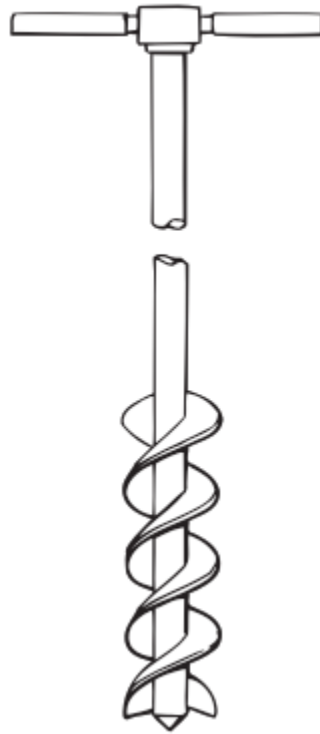


Ilustración 8: Herramienta manual barrena helicoidal
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

Exploración indirecta

- Sondeos Eléctricos Verticales,
- Sísmica de Refracción (véase ASTM D577),
- Análisis Espectral de Ondas Superficiales,
- ReMi,

Se podrán combinar ambos métodos, pero los métodos geofísicos no sustituyen a la exploración directa.

Toma de muestras

Las muestras del suelo a obtener en la exploración del campo son estado inalterado y alterado y además deberán ser representativas, conservadas con su respectivo detalle de identificación y correspondientes a cada cota de perforación o cambio de estrato, en toda la exploración [3].

La toma de muestras inalteradas se realizará con tubos de pared delgada Shelby, cada 1,5 o 2m y cubrirlo con material impermeable para que se conserve hasta su ensayo en laboratorio.

2.1.5. Aguas subterráneas

En los suelos costeros por su nivel cercano al mar, al momento de proyectar la cimentación de una edificación nos encontramos con el nivel freático entre -1 y -4m dependiendo de la zona. en la exploración del suelo dependiendo del alcance del proyecto definimos la cota del nivel freático, y su influencia en la capacidad del suelo a cimentar y en el proceso constructivo de la misma.

El nivel freático de la zona de estudio de este proyecto está entre -1 y 2,5m.

Rodríguez L. D. y Torecillas R., 2002; Duitama et al., 2004; Martin et al. 2006, señala que, los suelos con granulometría milimétrica arcillosos al entrar en contacto con el agua varían sus propiedades (mecánicas, físicas) [18].

2.1.6. Ensayos en laboratorio

Es la continuación de los ensayos en campo, su objetivo medir el comportamiento mecánico de las muestras de suelo bajo simulaciones de cargas, deformaciones y humedad variable y su clasificación respectiva [19].

2.1.6.1 Tipos de ensayos en laboratorio

La NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2015; sección 3.8., menciona que el tipo y numero de ensayos depende del tipo de suelo, el alcance del proyecto y del criterio ingenieril, lo suficiente para definir las propiedades geotécnicas con claridad.

Los ensayos a realizar en laboratorio para definir las propiedades geotécnicas del suelo se caracterizan en dos grupos que son:

Características Básicas:

Estas características básicas del suelo aplican en su clasificación:

- Peso unitario
- Humedad natural
- Límites de al Atterberg
- Análisis granulométrico
- Clasificación de cada estrato por la SUCS y AASHTO
- Ensayos compresión simple o triaxial UU (no consolidado no drenado)

- Estimaciones de la resistencia por medio de correlaciones con los ensayos de penetración estándar SPT (en arenas y suelos finos de consistencia rígida a muy dura).

En el caso de observar o detectar la presencia de arcillas expansivas (en estado no saturado), se deberá realizar ensayos de laboratorio de expansión libre y controlada siguiendo las recomendaciones indicadas en las normas ASTM [3].

Características Geomecánicas:

Estas características geomecánicas del suelo determinan su comportamiento mecánico antes cargas cíclicas:

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

2.1.7. Definición de las Propiedades geotécnicas de una masa de suelo

Las propiedades geotécnicas del suelo son los datos necesarios para la modelación de un escenario suelo-cimentación en función de las cargas a transmitir al suelo y su capacidad [20].

En presente escrito solamente hacemos mención a las necesarias en este proyecto.

2.1.7.1 Relación pesos - volúmenes de una masa de suelo

Los diferentes suelos del mundo en estado naturaleza se encuentran relacionados por 3 elementos, partículas sólidas, agua y aire (o gas), o la combinación de ellos dependiendo de su ubicación geográfica y su formación geológica, por tal razón para el estudio de su comportamiento geotécnico y relaciones peso-volumén, la mecánica de suelos idealiza 3 escenarios (ilustración 9) esenciales a considerar ya que cada uno de ellos reacciona diferente ante cargas [17], [21], [22].

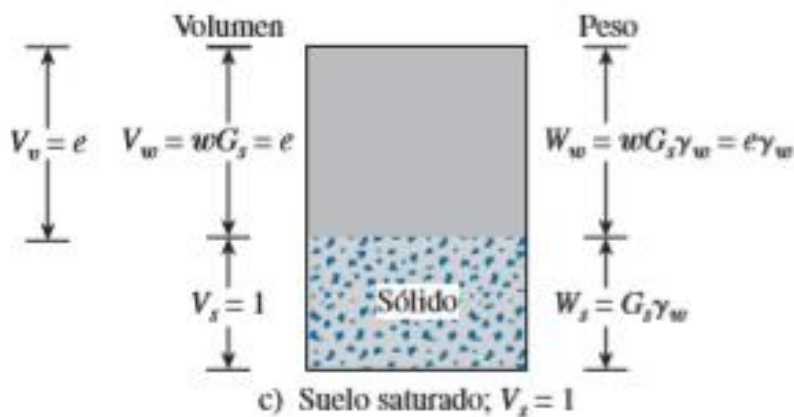
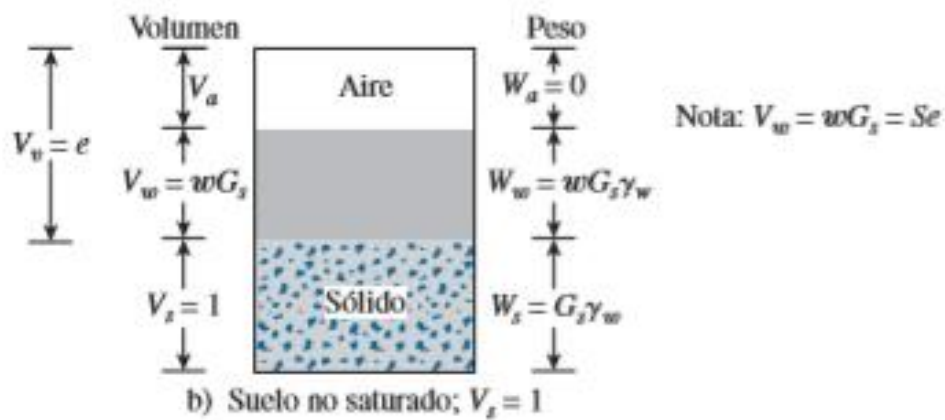
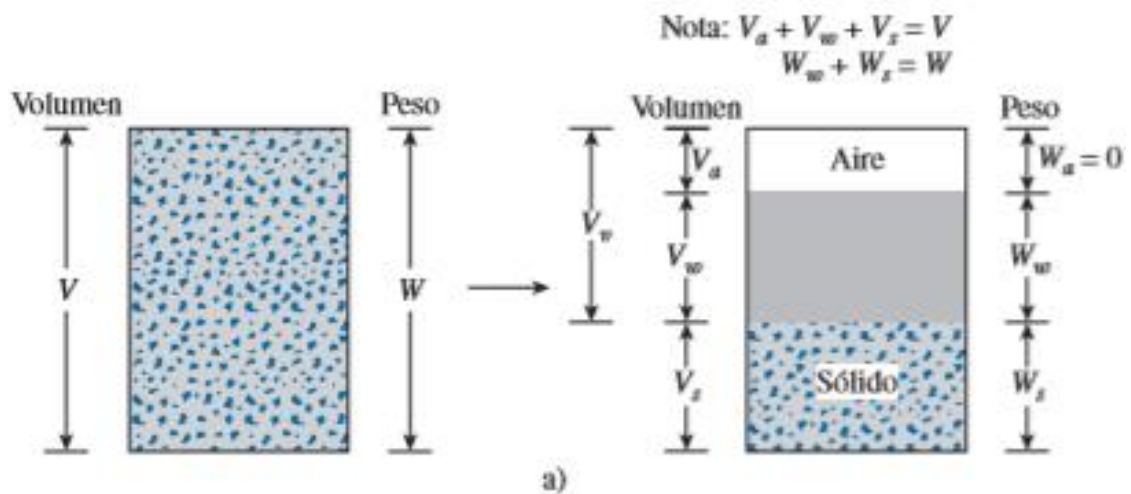


Ilustración 9: Escenarios idealizado de los suelos
 Autor: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

2.1.7.2 Relación de vacíos

La relación de vacíos, e , es la relación del volumen de vacíos al volumen de sólidos de un suelo en una masa de suelo dada, empleada en la determinación de la deformación volumétrica de una masa de suelo [17], [23].

Es un valor adimensional expresada por la formula siguiente:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

En el caso de suelos saturados se tiene: $V_v = V_w$

$$e = \frac{V_w}{V_s}$$

El volúmen vacíos es referencial al volúmen de los sólidos de una masa de suelo dada y no al volúmen total de la masa, debido a que el volúmen de los sólidos de dicha masa permanece constante y el volumen da la masa dada varia con la variación del volumen da vacíos de la misma [23].

La relación de vacíos es una medida de la densidad de un suelo, y es, por esto, unas de las más notorias características de un suelo, llamándose “relación de vacíos critica” a aquella que corresponde a la densidad crítica. Además de la densidad, diversas propiedades del suelo, tales como la permeabilidad y la resistencia son referidas a la razón de Vacíos [23].

2.1.7.3 Contenido de humedad

Es la relación entre el peso del agua retenida en los poros de una masa de suelo y el peso de los sólidos de dicha masa, expresada en porcentaje mediante la siguiente formula [23].

$$\text{Contenido de humedad} = w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

donde

W_s = peso de los sólidos del suelo
 W_w = peso del agua

2.1.7.4 Peso específico húmedo

En mecánica de suelos esta relación es fundamental, es nombrada de diferentes formas, dependiendo del autor y también por razones de traducción del inglés y francés al español como, peso volumétrico húmedo, peso unitario húmedo, densidad húmeda, en este escrito se hará referencia como peso específico húmedo, seco o saturado dependiendo el caso [22].

Es la relación entre el peso total húmedo en el aire, de una masa de suelo, y su volumen total, sin tomar en cuenta el grado de saturación. Se lo expresa mediante la siguiente fórmula” [23].

$$\text{Peso específico húmedo} = \gamma = \frac{W}{V}$$

donde

$$W = \text{peso total de la muestra de suelo} = W_s + W_w$$

El peso del aire, W_a , en la masa de suelo se supone que es insignificante.

2.1.7.5 Peso específico seco

Es la relación, entre el peso de las partículas sólidas de una masa de suelo y su volumen total. En este caso el grado de saturación del suelo es nulo, ósea no existe agua libre en los poros de la masa de suelo, se expresa mediante la siguiente fórmula [23].

$$\text{Peso específico seco} = \gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

2.1.7.6 Peso específico saturado

Es el valor de γ cuando el grado de saturación es igual al 100 %, o sea cuando todos los poros de la muestra están ocupados por agua. Se lo designa por el símbolo γ_{sat} [23].

2.1.8. Clasificación de los suelos

Las propiedades físicas de los suelos varían de un lugar a otro. Esta característica ha hecho indispensable el desarrollo de sistemas de clasificación que permiten catalogar a los suelos en grupos de propiedades físicas semejantes, con objetivo de poderlos estudiar y adoptarlos a los diversos usos. La determinación de las propiedades de un suelo puede ser complejas, costosas y requerir mucho tiempo, debido a lo cual se divide a los suelos en grupos con comportamiento semejante, es decir se los clasifica [23].

La clasificación de suelos actualmente es en base a dos sistemas que son la AASHTO y la SUCS mediante los resultados de 2 ensayos llevados a cabo en laboratorio, granulometría y límites de atterberg [24], [25].

El sistema de la AASHTO se aplica principalmente en la clasificación de las capas del pavimento de una vía. No se utiliza en la construcción de cimentaciones [17].

Con el objetivo de estudiar el proceso de clasificación de los suelos y que datos se requiere para aquello, trabajaremos con los dos sistemas.

2.1.9. Granulometría

En toda masa de suelo, las dimensiones de sus partículas varían. Por esta razón para clasificar un suelo, es necesario conocer su distribución granulométrica.

La distribución granulométrica de un suelo de partículas gruesa se realiza a través de mallas y para un suelo de partículas finas a través de hidrómetro o análisis granulométrico por lavado [17].

2.1.9.1 Análisis granulométricos mediante mallas

Este análisis se realiza tomando una muestra representativa de suelo seco bien pulverizado y pasarla por un pila de mayas (tabla 7) de medidas pasantes en orden descendente hasta un fondo en su parte inferior donde se retienen las partículas más pequeñas de todas las muestras. Luego se pesa la cantidad de material retenido en cada malla y se determina el porcentaje acumulado del suelo que pasa a través de cada malla [17].

Estas mallas son de uso común para el análisis de suelos para fines de su clasificación.

Malla núm.	Abertura (mm)
4	4.750
6	3.350
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.425
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
140	0.106
170	0.088
200	0.075
270	0.053

Tabla 7: Tamaño de mallas de uso común para el análisis granulométrico con fines de clasificación
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

2.1.9.2 Granulometría por lavado sobre la maya N°200

Hay suelos sueltos y arcillosos(cohesivos), que para su análisis granulométrico tendrían que secarse por 24 hora y lavarse una muestra entre 500 y 100gr, en el caso de suelos consistentes, se satura la muestra seca pesada para poder lavarlo, ya en estado saturado dicha muestra se lava con la malla N°200 o por medio de 4 mallas(tabla 8) por comodidad, separando así las partículas más finas como limos y arcillas(pasante malla N°200), de la grava y arena(retenido acumulado malla N°200), una vez lavado lo más posible la muestra, se reúne el material retenido en cada malla en una sola muestra y se la seca por 24 horas, una vez seco se lo pasa mediante mallas de la tabla 7 mencionada anteriormente, hasta un fondo en la parte inferior, luego se pesa la cantidad de material retenido en cada malla y se determina el porcentaje acumulado de material que pasa a través de cada malla.

Malla N°	Abertura(mm)
4	4,75
10	2,00
40	0,425
200	0,075

Tabla 8: Mallas para el lavado de la muestra de suelo
Fuente: Autor

2.1.10. Plasticidad de los suelos

Los suelos finos arcillosos se caracterizan por tener una consistencia plástica por naturaleza dentro de cierto intervalo de humedad. al variar su contenido de humedad dentro de ciertos límites pasan de un estado a otro, el termino consistencia se refiere a la cohesión o adherencia entre las partículas del suelo y a la resistencia del suelo a ser destruida su estructura [23], [13].

2.1.10.1 Estados de consistencia

Para medir la plasticidad de las arcillas se han desarrollado varias teorías, siendo la de uso actual la de Atterberg quien estableció que la plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino circunstancial y que está en función de su contenido de agua. Una arcilla en estado seco puede tener una consistencia tan dura que sus propiedades plásticas desaparecen, pero la misma arcilla, aumentando su contenido de agua, puede presentar una alta plasticidad e incluso llegar a un estado de

suspensión líquida. Entre estos dos extremos, está el intervalo del contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente [23].

Atterberg planteo que para describir la plasticidad de un suelo es conveniente 2 parámetros en vez de uno, siendo estos dos parámetros los contenidos de humedad en los puntos de cambio de un estado a otro, llamándose límites de Atterberg [26].

Además, Definió los siguientes estados de consistencia en que puede estar un suelo plástico conforme varia su humedad en orden descendente.

ESTADO LÍQUIDO: El suelo tiene las propiedades y apariencia de una suspensión.

ESTADO SEMI-LIQUIDO: El suelo tiene las propiedades de un fluido viscoso.

ESTADO PLÁSTICO: El suelo se comporta plásticamente

ESTADO SEMI-SOLIDO: El suelo tiene la apariencia de un sólido, pero disminuye su volumen al ser secado.

ESTADO SÓLIDO: El suelo no varía de volumen al ser secado.

El contenido de humedad en los puntos de cambio de un estado al otro es diferente de cada arcilla, aquel contenido de humedad se utiliza para identificar las diferentes tipos de arcillas, como es el caso del límite líquido junto con el contenido de húmeda natural y el porcentaje de partículas finas son útiles en la identificación de las arcillas expansivas [23], [27].

2.1.10.2 Límites de Atterberg

El contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo cambia de un estado líquido a uno plástico se define como límite líquido (LL).

De manera similar, el contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo cambia de un estado plástico a uno semisólido y de un estado semisólido a uno sólido se definen como límite plástico (LP) y límite de contracción (LC), respectivamente. A estos límites se les refiere como límites de Atterberg (ilustración 10) [17].

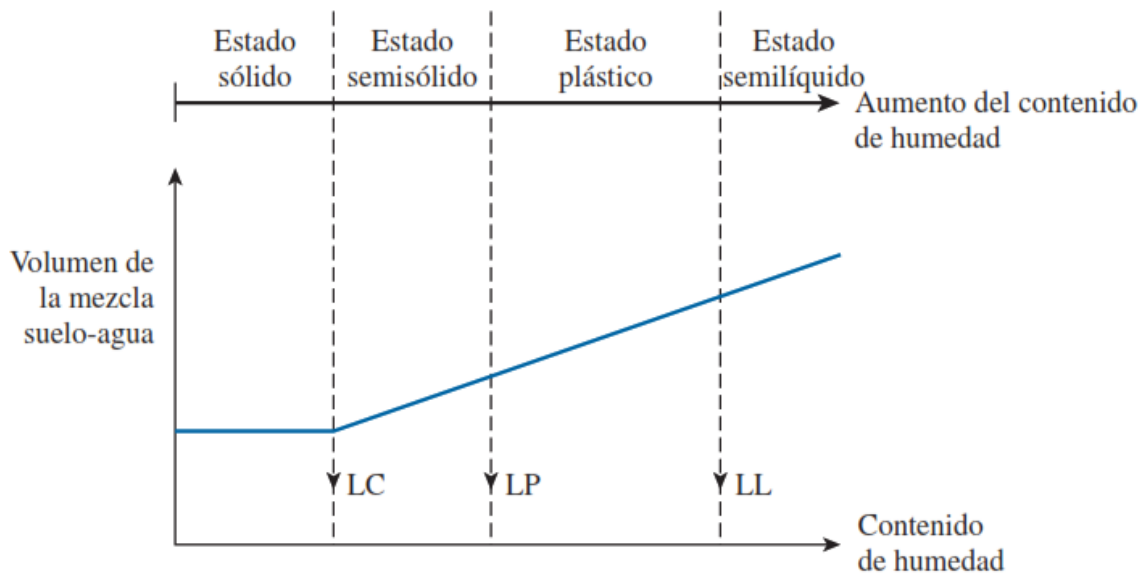


Ilustración 10: Interpretación gráfica de los límites de Atterberg
 Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

- El límite líquido de un suelo se determina utilizando la copa de Casagrande (designación de prueba D-423 de la ASTM) y se define como el contenido de humedad en el que se cierra un espacio de 12,7mm de la ranura, mediante 25 golpes.
- El límite plástico se define como el contenido de humedad en el que el suelo se agrieta al formar un rollito de 3.18 mm de diámetro (designación de prueba D-424 de la ASTM).
- El límite de contracción se define como el contenido de humedad en el que el suelo no experimenta ningún cambio adicional en su volumen con la pérdida de humedad (designación de prueba D-427 de la ASTM).

Para la determinación del límite líquido y límite plástico se pesa entre 100 y 150 gramos de la muestra de suelo pasado por la malla N°40.

2.1.10.3 Determinación del límite líquido

Cuando la plasticidad se convirtió en una propiedad índice fundamental, a partir de la utilización que Terzaghi y Casagrande hicieron de ella, la determinación de los límites de plasticidad se transformó en una prueba de rutina en todos los laboratorios; en este caso, los métodos de Atterberg se revelaron ambiguos, dado la influencia del operador es grande y que muchos detalles al no ser especificados quedaban a su elección. En vista de lo cual, Terzaghi sugirió a Casagrande la tarea de elaborar un método de prueba para la determinación del límite líquido estandarizando todas sus etapas, de

modo que operadores diferentes en laboratorio destinos obtuviesen los mismos valores [23].

Como resultado de tal investigación nació la técnica basada en el uso de la Copa de Casagrande (ilustración 11) que es un recipiente de bronce o latón con un tacón solidario del mismo material; el tacón y la copa giran en torno a un eje fijo unido a la base. Una excéntrica hace que la copa caiga periódicamente, golpeándose contra la base del dispositivo, que es de hule duro o micarta 221 [23].

La altura de caída de la copa, es por especificación, de 1cm, medido verticalmente desde el punto de la copa que toca la base al caer, hasta la base misma, estando la copa en su punto más alto. es recomendable antes del ensayo calibrar la copa [23].



Ilustración 11: Copa de Casagrande y equipo para ensayo de limite liquido
Fuente: Autor

La copa es esférica, con radio interior de 54mm, espesor 2mm y peso de 200 ± 20 g incluyendo el tacón.

Sobre la copa se coloca el suelo y se procede a hacerle una ranura trapecial con las dimensiones mostradas en la siguiente ilustración 12:

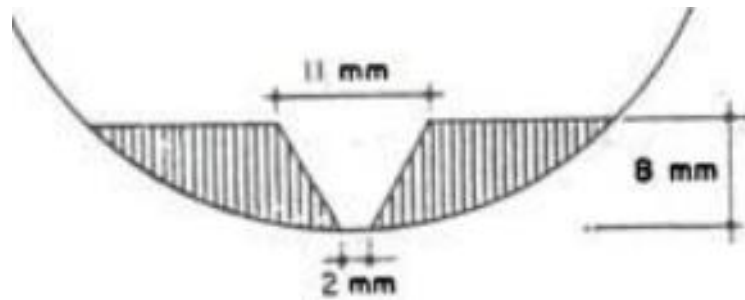


Ilustración 12: Dimensiones de la ranura en la Copa de Casagrande
Fuente: Fundamentos de la mecánica de suelos, Juárez Badillo – Rico Rodríguez 2005

Para hacer la ranura debe usarse un ranurador laminar estándar o trapezoidal. La copa se sostiene con la mano izquierda, con el tacón hacia arriba y el ranurador se pasa a través de la muestra, manteniéndolo normal a la superficie, a lo largo del meridiano que pasa por el centro del tacón, con un movimiento de arriba hacia abajo.

En una arcilla bien mezclada, sin partículas gruesas, es fácil hacer la ranura. En mezclas no uniformes o con partículas gruesas, los bordes de la ranura tienden a rasgarse, cuando esto sucede el suelo ha de volver a remodelarse con la espátula, colocándolo de nuevo y formando otra vez la ranura.

En los suelos con arena o con materia orgánica no se puede formar la ranura con el ranurador, debiendo usarse entonces la espátula, utilizando el ranurador sólo para verificar las dimensiones.

La técnica de laboratorio consiste en colocar el suelo remoldeado en la Copa de Casagrande (ilustración 13), formar una ranura como se dijo anteriormente y procediendo a manipular la Copa, contabilizando el número de golpes con el cual se logra cerrar la ranura.



Ilustración 13: Ranura copa Casagrande
Fuente: Autor

La grafica (curva de fluidez) “Contenido de agua – Número de golpes” se la obtiene conociendo entre cuatro a cinco contenidos de agua con sus correspondientes números de golpes, 2 contenido de humedad entre 10 y 25 números de golpes y 2 contenido de humedad entre 25 – 45 número de golpes.

Los resultados obtenidos en el laboratorio se proceden a graficarlos, colocando en el eje de las ordenadas en escala natural el contenido de agua (Contenido de Humedad), y el eje de las abscisas se coloca el número de golpes en escala logarítmica. La ordenada del gráfico correspondiente a la abscisa de 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al Límite Líquido.

En la siguiente ilustración 14, se ilustra la manera de obtener el Límite Líquido a través de la curva de fluidez, utilizando un papel semilogarítmico.

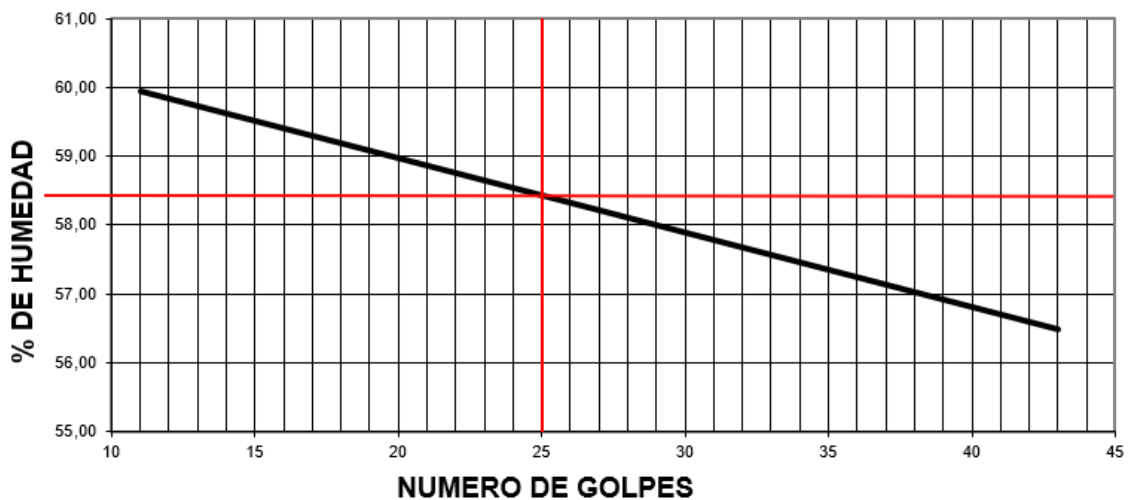


Ilustración 14: Obtención del límite líquido en la curva de fluidez
Fuente: Autor

A partir de extensas investigaciones sobre los resultados obtenidos por Atterberg con su método original, se los compararon con determinaciones efectuadas por diferentes operadores en varios laboratorios con la técnica de la copa de Casagrande, se estableció que el límite líquido obtenido por medio de la copa de Casagrande corresponden al de Atterberg, si se define como el contenido de agua del suelo para que la ranura se cierre a largo de 12,7mm, con 25 golpes en la copa [26].

La fuerza que se opone a la fluencia de los lados de la ranura proviene de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, por lo que número de golpes requerido para cerrar la ranura es una medida de esa resistencia, al correspondiente contenido de

agua. de lo anterior puede deducirse que la resistencia de todo el suelo en el límite líquido de ser la misma, siempre y cuando el impacto sirva solamente para deformar al suelo, como es el caso de los suelos, plásticos; pero en el caso de los suelos plásticos(arenosos), de mayor permeabilidad que las arcillas, las fuerzas de impacto producen un flujo del agua hacia la ranura, con la consecuencia de que el suelo se reblandece en las proximidades de aquella, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante; por ello en esos suelos, el límite líquido ya no representa un contenido de agua para la cual el suelo presente una resistencia al corte definida. Por medio de pruebas de laboratorio se determinó que el límite líquido de un suelo plástico corresponde a una resistencia al corte de 25g/cm^2 [26].

La hipótesis de que el número de golpes es una medida de resistencia al corte del suelo, fue denunciada por A. Casagrande y se confirma por el hecho de que una gráfica semilogarítmica de la resistencia contra el contenido de agua es recta y no solo en la vecindad del límite líquido, sino en consistencias bastantes distintas [26].

2.1.10.4 Determinación del límite plástico

Atterberg definió el ensayo para la determinación del límite plástico tal como se menciona adelante, pero no definió el diámetro que debe tener el cilindro, Terzaghi agregó esta condición de 3,18mm. Para la determinación del Límite plástico se revuelve el suelo y se obtiene cilindros del suelo requerido, con un diámetro de 3mm. La formación de los rollitos se hace usualmente sobre una hoja de papel totalmente seca, para acelerar la pérdida de humedad del material, también es frecuente efectuar el rolado sobre una placa de vidrio. Cuando los rollitos llegan a los 3,18mm, se doblan y se presionan, formando una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que, en los tres milímetros, ocurra el desmoronamiento y agrietamiento; en ese momento se determinará rápidamente su contenido de agua, que es el Límite Plástico [26].

Se han realizado varios intentos para sustituir el rolado manual por la acción mecánica de algún aparato, pero sin resultados satisfactorios, debido, en primer lugar, a que la experiencia ha demostrado que en esta prueba la influencia del operador no es importante y, en segundo lugar, hasta la fecha, no ha podido desarrollarse ningún aparato en que la presión ejercida se ajuste a la tenacidad de los diferentes suelos; en el rolado manual, el operador, guiado por el tacto, hace el ajuste automáticamente [26].

2.1.10.5 Índice de plasticidad

Atterberg demostró que la plasticidad de un suelo puede definirse en base a dos parámetros que son el límite líquido y el índice de plasticidad, siendo el índice de plasticidad la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico [26].

$$IP = LL - LP$$

Desde otro punto de vista el IP de un suelo expresa que porcentaje de agua necesita dicho suelo para pasar de un estado plástico a un estado líquido, expresándolo de otra manera como el intervalo en el que el suelo se comporta plásticamente, con estas definiciones podemos determinar qué tan consistente es un suelo a la fuerza erosiva del agua [23].

Dependiendo del IP los suelos pueden estar en los siguientes rangos:

IP = 0 %	Suelo No Plástico (NP)
0 % < IP < 7 %	Suelo de baja plasticidad
7 % < IP < 17 %	Suelo de mediana plasticidad
IP > 17 %	Suelo de alta plasticidad

Tabla 9: Rangos de plasticidad de los suelos
Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos Magno Armijos Molina 2010

2.1.10.6 Compresibilidad de los suelos

La compresibilidad de los suelos finos está ligada a sus características de plasticidad que es el límite líquido, la compresibilidad de un suelo aumenta con su límite líquido [26].

El suelo al recibir cargas de una estructura a través de su cimentación se comprime dando lugar a un asentamiento dependiendo de las características plásticas del suelo.

En el diseño de cimentaciones se determinan estos asentamientos dentro de los rangos tolerables por el suelo, para aquello se utiliza un valor llamado “índice de compresión” que está en función del límite líquido y se lo determina con la siguiente expresión (para suelos normalmente consolidados).

$$C_c = 0.009(LL - 10)$$

LL = Límite Líquido

La compresibilidad de los suelos puede expresarse así:

Baja compresibilidad $0.0 < C_c < 0.19$

Madia compresibilidad $0.20 < C_c < 0.39$

Alta compresibilidad $C_c > 0.40$

Tabla 10: Rangos del índice de compresión

Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos Magno Armijos Molina 2010

En base a esto podemos decir que a mayor limite liquido el suelo es más compresible. Los suelos en los 4 sondeos de este estudio, por su historial son suelos, normalmente Consolidados.

2.1.10.7 Utilidad de los límites de Atterberg

Para clasificar los suelos de grano finos en términos de plasticidad [23].

Los límites e índice de plasticidad suministran números descriptivos del tipo suelo útiles para el Ingeniero de Suelos ya que la resistencia de un suelo a los efectos de la húmeda está en función de su índice de plasticidad [28].

Las características plásticas de un suelo guardan relación con propiedades mecánicas e hidráulicas que en ingeniería se precisa tener datos de forma cualitativa y después cuantitativamente previo a obras de ingeniería como son: características de resistencia, compresibilidad, asentamientos entre otros [29].

2.1.11. Sistemas de clasificación de los suelos

Los sistemas de clasificación dividen los suelos en grupos y subgrupos en función de las propiedades geotécnicas anteriormente definidas, como se mencionó al inicio de esta sección.

2.1.11.1 Sistema AASHTO

La Administración pública de carretera de los Estados Unidos en 1928, creo un sistema para especificar los suelos de granos grueso, finos, turbas, fango y otros suelos altamente orgánicos, en la planificación de construcción de superficies como base de pavimentos bituminosos [23].

Posteriormente este sistema ha sido varias veces modificado, hasta que la Asociación Americana de Agencias Oficiales de carreteras y Transportes Estatales (AASHTO) introdujo algunas modificaciones al sistema, estableciendo subdivisiones en cada uno de los grupos que ahora quedan reducidas a 7(tabla 11) [23].

Los mejores suelos para subrasantes de carreteras se identifican como A-1, después A-2, y así sucesivamente hasta llegar a los suelos más deficientes para subrasantes que se identifican como A-7. De este modo puede asumirse generalmente que los requisitos del espesor estructural del pavimento se incrementan progresivamente a medida que el grupo de clasificación del suelo se incrementa desde A -1 hasta A – 7 [23].

De acuerdo al sistema AASHTO los suelos se dividen en dos grupos principales:

Los materiales granulares con un 35% o menos que pasa el Tamiz #200 y los materiales limo - arcilla con más del 35% que pasa el Tamiz #200.

Aparte de la clasificación mencionada, son reconocidos los siguientes suelos:

PIEDRA BOLA O CANTO RODADO. - Material retenido en el Tamiz de 3". Este material debe ser excluido de la porción de una muestra en la cual se va a realizar la clasificación, pero debe registrarse el porcentaje de tal material respecto a la muestra total.

GRAVA.-. Material que pasa el Tamiz de 3" pero que es retenido en el tamiz # 10

ARENA GRUESA. - Material que pasa el Tamiz #10 y que es retenido en el #40

ARENA FINA. - Material que pasa el Tamiz #40 y que es retenido en el #200

ARCILLA Y LIMOS (MEZCLADOS). - Material que pasa el Tamiz #200. La palabra limoso es aplicada al material fino que tiene un índice de plasticidad de 10 ó menos y la palabra arcillosa es aplicada al material fino que tiene un índice de plasticidad mayor a 10.

La AASHTO, a la fracción fina como los limos y arcillas la diferencia de la siguiente forma:

$IP \leq 10$ son limos

$IP \geq 10$ son arcillas

En cambio, el SUCS para diferenciar los limos de las arcillas utiliza una carta de plasticidad (LL-IP), mediante una recta A, la fracción de finos que se grafican por debajo de línea son limos, caso contrario son arcillas.

CLASIFICACION GENERAL	MATERIALES GRANULARES 35% o menos pasa el tamiz No 200							MATERIALES LIMO-ARCILLOSOS Mas del 35% pasa el tamiz No 200			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Clasificación de grupo	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Análisis del tamizado porcentaje que pasa No. 10 No. 40 No. 200	50 máx. 30 máx. 15 máx.	50 máx. 25 máx.	51 mim. 10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características de la fracción que pasa la No. 40 Límite Líquido Índice de Plasticidad	6 máx		N.P.	40 máx. 10 máx.	41 min. 10 máx.	40 máx 11 min.	41 min. 11 min.	40 máx. 10 máx.	41 min. 10 máx.	40 máx. 11 min.	41 min. 11 min.
Índice de grupo	O		O	O		4 máx.		8 máx.	12 máx.	16 máx	20 máx.
Tipos usuales de materiales constituyentes significativos	Fragmentos de piedra grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosa y arcillosa				Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	
Clasificación general como sub-base	Excelente a buena							Regular a pobre			

Tabla 11: Sistema de clasificación de suelos AASHTO
Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos Magno Armijos Molina 2010

Observe que el grupo A-7 incluye dos tipos de suelos, su identificación es base a las siguientes expresiones:

Si $IP \leq LL - 30$, la clasificación es A-7-5

Si $IP > LL - 30$, la clasificación es A-7-6

2.1.11.2 Sistema sucs

El sistema unificado de clasificación de suelos fue propuesto por el Dr. Arturo Casagrande en 1942, en la clasificación de suelos para aeropuertos, posteriormente fue revisado y adoptado por el cuerpo de ingenieros del ejército de los EE. UU en la especificación de suelos para vías, presas de tierra y cimentaciones y principalmente en la construcción de aeropistas y sigue utilizándose en la actualidad [26].

Las investigaciones realizadas por el Dr. Casagrande lo convencieron de que la clasificación por la textura era inadecuada para los suelos cohesivos; observó que estos podían ser agrupados de acuerdo con su posición en la carta de Plasticidad (LL-IP) indicada más adelante ilustración 10, en el cual existe un límite entre los suelos arcillosos y los suelos limosos que se representa mediante la línea A; los suelos arcillosos inorgánicos se grafican por arriba de dicha línea, mientras que los suelos limosos y arcillosos orgánicos se grafican por debajo. La ecuación de la línea A es: $IP = 0.73 (LL - 20)$; y fue determinada empíricamente mediante los resultados de miles de ensayos de plasticidad efectuados en muestras de diferentes lugares de la tierra [23].

Las siguientes propiedades forman la base de esta clasificación: granulometría, características de plasticidad y compresibilidad.

Este sistema divide a los suelos en dos grandes fracciones: las gruesas, formada por partículas mayores que la malla N°200 y menores que la malla 3" y la fina, formada por las partículas que pasan la malla N°200 [26].

A la vez la fracción gruesa se subdivide en gravas y arenas, separada por la malla N°4. En estas subdivisiones se considera el contenido y naturaleza de finos [26].

La fracción fina se subdivide en grupos, de acuerdo a sus características plásticas las cuales guardan relación con las propiedades mecánicas e hidráulicas, de interés en ingeniería [26].

En términos de peso los suelos se consideran gruesos si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas son finas.

Se describen a continuación cada fracción con sus respectivos grupos.

SUELOS GRUESOS. - El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de este grupo.

- a.) Gravas y suelos en que predominan estas. Símbolo genérico G (Gravel).
- b.) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S (Sand).

Las gravas y las arenas se separan con la malla N°4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla N°4, y es del grupo genérico S, en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo W (Well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (Poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.
3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos, símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos da lugar a los grupos GM y SM.
4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

SUELOS FINOS. - También en este caso el sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un

criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

- a.) Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).
- b.) Arcillas inorgánicas, del símbolo genérico C (clay).
- c.) Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos separados por la línea B en la carta de plasticidad. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L (Low compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL y OL, ubicándose a la izquierda de la línea b. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compressibility), teniéndose así los grupos MH, CH y OH, ubicándose a la derecha de la línea B.

Ha de notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e IP), mientras que en el caso actual sólo el valor del límite líquido interviene. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del inglés peat; turba).

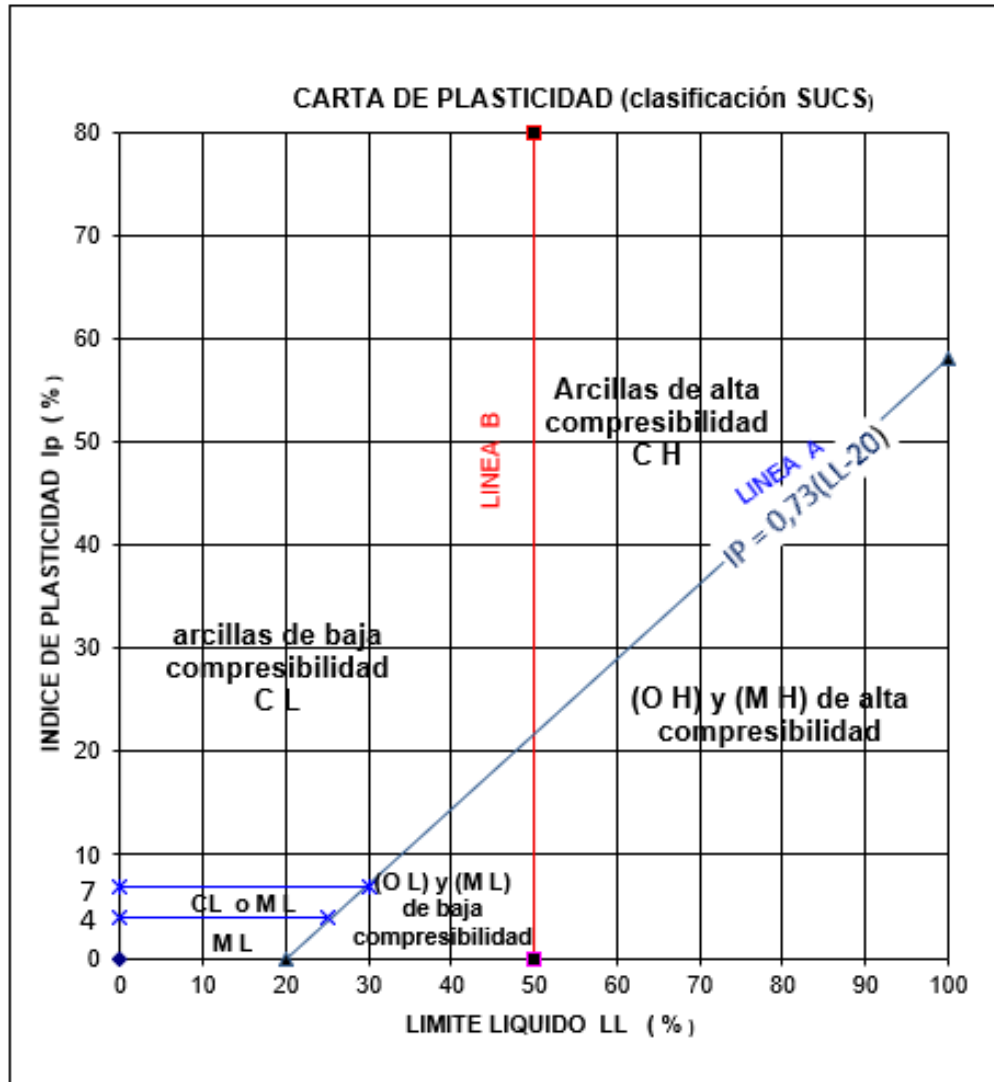


Ilustración 15: Carta de plasticidad
Fuente: Autor

El sistema unificado de clasificación de suelos introdujo una modificación en la carta de plasticidad.

La modificación se refiere a los suelos arriba de la línea A con índice plástico comprendido entre 4 y 7, y cambia la clasificación de los suelos que cae en la zona punteada como se indica en la ilustración 15.

2.1.11.3 Simbología de diferentes tipos de suelos

Simbología estándar de cada fracción que forma parte de los diferentes suelos:

G: Grava; S: Arena; M: Limo; C: Arcilla; Pt: Turba; O: Suelos orgánicos; W: Bien graduada; P: Mal graduada; L: Baja compresibilidad; H: Alta compresibilidad. A estos suelos gráficamente se los identifica como se observa en la ilustración 16.

SIMBOLOGIA

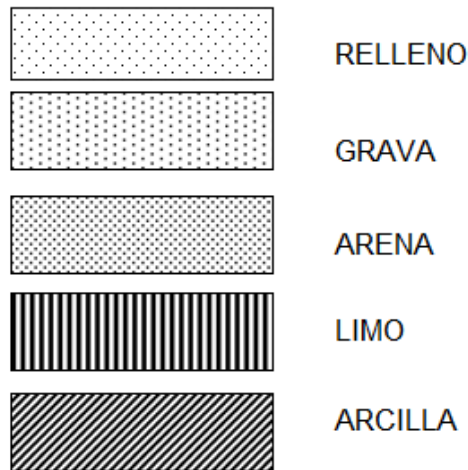


Ilustración 16: Simbología de cada fracción de suelo
Fuente: Autor

Desacuerdo a sus características plásticas y granulométricas, los diferentes suelos podrían encajarse en uno de tipos reconocidos a nivel general:

GW: Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos.

GP: Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos.

GM: Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo.

GC: Gravas arcillosas, mezcla de grava, arena y arcilla.

SW: Arenas bien graduadas, arena con grava, con poco o nada de finos.

SP: Arenas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos.

SM: Arenas limosas, mezcla de arena y arcilla.

ML: Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos.

CL: Arcillas inorgánicas de baja o media plasticidad, arcilla con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, y arcillas pobres.

OL: Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.

MH: Limos inorgánicos, limos micáceos o Diatomáceos, limos elásticos.

CH: Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas.

OH: Arcillas orgánicas de media o alta plasticidad, limos orgánicos de media Plasticidad.

Pt: Turbas y otros suelos altamente orgánicos.

2.1.12. Esfuerzos debido a la masa de suelo

En los suelo saturado o parcialmente saturado, actúan en su interior dos clases de esfuerzos: Los que transmiten en la superficie de contacto grano a grano y los que se dan en los poros por la presión del agua. Los primeros son llamados presiones intergranulares o presiones efectivas y los otros presiones neutras o presiones efectivas. Siendo de importancia distinguirlos en mecánica de suelos ya que solamente las presiones efectivas ocasionan cambios volumétricos de una masa de suelo y además la resistencia friccional de los suelos depende esencialmente de la presión intergranular.

Fredlund y Rahardjo, 2102 mencionan que la mayor parte del mundo los suelos se encuentran en estado no saturado, entendiéndose por estado no saturado a un suelo que está formado por partículas sólidas, agua y además aire en los poros [30], [21].

Y además Karup et al. 2017 explica que los cambios en el volumen y en el comportamiento hidráulico de estos suelos son debidos al agua y el aire que fluye en sus poros [30].

Parte de la carga que se le aplica a los suelos no saturados es soportada por la presión del agua en los poros, esta agua en un periodo de tiempo por efecto de consolidación se drenara, absorbiendo toda la carga la parte solida del suelo es por esta razón que para determinar el esfuerzo efectivo se toma en cuenta la presión en los poros del suelo [31].

2.1.12.1 Esfuerzo efectivo

La masa de suelo recibe esfuerzos debido a las cargas externas aplicadas y los debidos a su propio peso [23].

Por efecto de estas cargas el suelo se comprime drenando el agua de los poros hasta llegar a un equilibrio(consolidación), asumiendo toda la carga solamente las partículas sólidas del suelo, esto es lo que se denomina esfuerzo efectivo [23].

En cimentaciones este esfuerzo efectivo se da en un periodo considerable de tiempo a este tiempo se lo domina tiempo de consolidación.

El esfuerzo efectivo se ve afectado por la variación del nivel freático, más adelante se explica analíticamente.

En esta sección nos referiremos solamente a los esfuerzos debidos al peso propio del suelo. Analicemos mediante una ilustración 17 la determinación de estos dos esfuerzos. Supongamos que tenemos una masa de suelo parcialmente saturada con varios estratos.

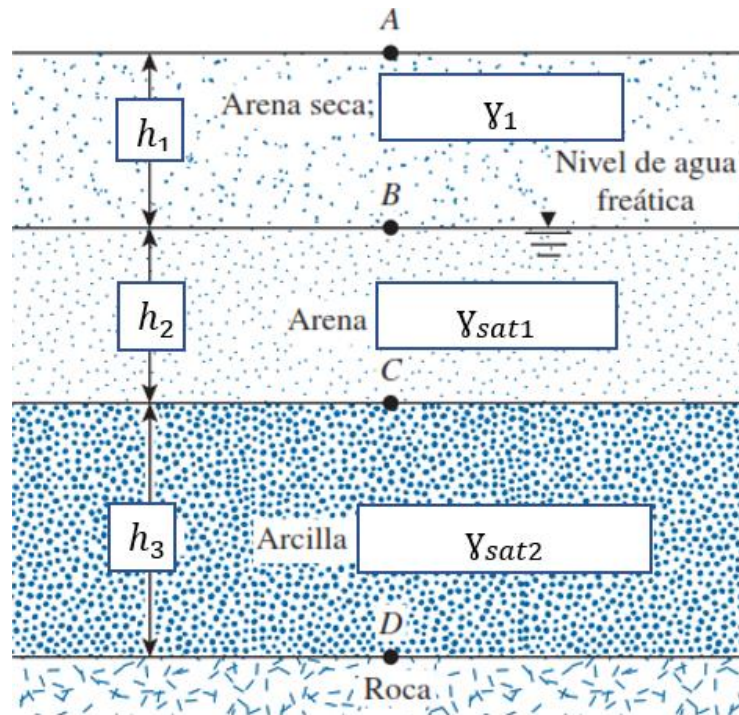


Ilustración 17: Perfil de suelo

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

La presión de poros o esfuerzo hidrostático u , que actúa en cualquier punto de la masa de suelo, se la obtiene a través de la expresión siguiente.

$$u = \gamma_w \cdot h$$

Donde:

u = Presión de poros

γ_w = Peso específico del agua

h_1, h_2, h_3 = Profundidad de cada estrato

supongamos que queremos determinar la presión de poros en los puntos C y D de la masa de suelo, con un nivel freático a nivel del punto B, tendríamos que:

$$u_C = \gamma_w \cdot h_2$$

$$u_D = \gamma_w \cdot (h_2 + h_3)$$

El esfuerzo total en el punto en cualquier punto dentro de la masa de suelo, es la suma del esfuerzo transmitido a la parte sólida de la masa de suelo más el esfuerzo debido a la presión de agua en los poros, expresada con la siguiente expresión:

$$\nabla = \bar{\nabla} + u$$

Donde:

∇ = Esfuerzo total

u = presión de poros

Esto es lo que se conoce como esfuerzo efectivo:

$$\bar{\nabla} = \nabla - u$$

Por ejemplo, si queremos determinar el esfuerzo total, efectivo y presión de poros en un punto D dentro de la masa de suelo tendríamos que:

$$\nabla = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sat1} \cdot h_2 + \gamma_{sat2} \cdot h_3$$

$$u_D = \gamma_w \cdot (h_2 + h_3)$$

$$\bar{\nabla} = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sat1} \cdot h_2 + \gamma_{sat2} \cdot h_3) - \gamma_w \cdot (h_2 + h_3)$$

$$\bar{\nabla} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma'_1 \cdot h_2 + \gamma'_2 \cdot h_3$$

γ_1 = peso específico

$\gamma_{sat1}, \gamma_{sat2}$ = peso específico saturado

γ'_1, γ'_2 = peso unitario efectivo o peso sumergido del suelo

2.1.12.2 Aplicación de los esfuerzos en la solución de problemas de ingeniería

La definición de esfuerzo efectivo es aplicable en la solución de algunos problemas de ingeniería, utilizando la variación que sufren el esfuerzo efectivo por efecto de cambios en la magnitud del estrato de suelo y la posición del nivel freático [23].

En esta aplicación de los esfuerzos se supone una hipótesis simplificada, por ejemplo, la no variación de la relación de vacíos por cambios de la posición del nivel freático [23].

Para explicar la variación que sufre el esfuerzo efectivo por cambio de la posición del nivel freático, supongamos un punto D en una masa de suelo arenoso (ilustración 18),

en el cual el nivel freático se ubica en el punto 1, si ocurriera un descenso del nivel freático asta equilibrarse en 2.

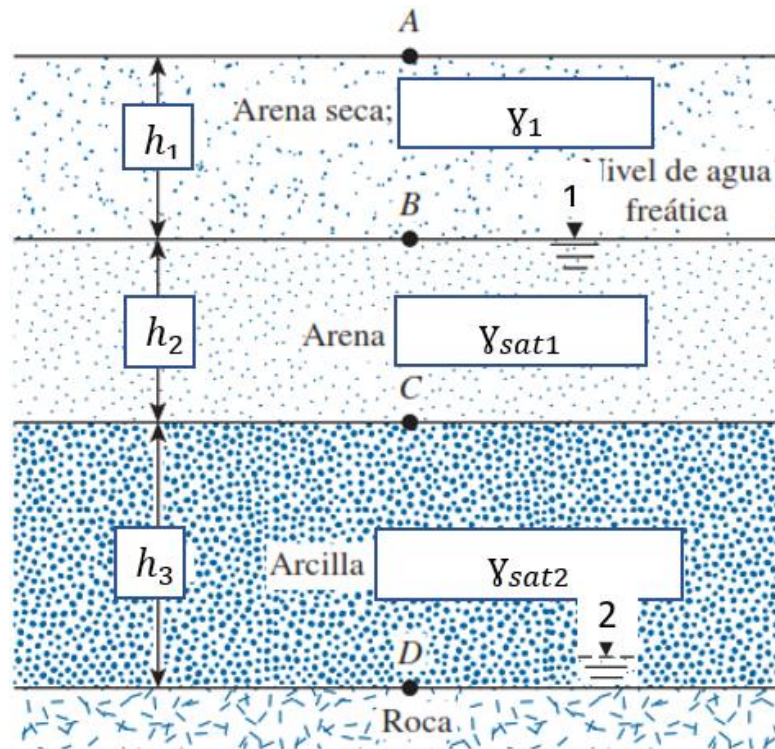


Ilustración 18: Perfil de suelo con variación del nivel freático
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

Para determinar la variación del esfuerzo efectivo en el punto D por el descenso del nivel freático, tenemos que asumir hipotéticamente que la variación del nivel freático ocurre sin variación en el contenido de humedad y de la relación de vacíos en el suelo original.

El esfuerzo efectivo con el nivel freático en 1:

$$\sigma_1 = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sat1} \cdot h_2 + \gamma_{sat2} \cdot h_3 ; \quad u_{D1} = \gamma_w \cdot (h_2 + h_3)$$

$$\bar{\sigma}_1 = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sat1} \cdot h_2 + \gamma_{sat2} \cdot h_3) - \gamma_w \cdot (h_2 + h_3)$$

$$\bar{\sigma}_1 = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma'_1 \cdot h_2 + \gamma'_2 \cdot h_3$$

El esfuerzo efectivo con el nivel freático en 2 es:

$$\sigma_2 = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sat1} \cdot h_2 + \gamma_{sat2} \cdot h_3 ; \quad u_{D2} = \gamma_w \cdot (0)$$

$$\bar{\sigma}_2 = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sat1} \cdot h_2 + \gamma_{sat2} \cdot h_3) - \gamma_w \cdot (0)$$

$$\bar{\sigma}_2 = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sat1} \cdot h_2 + \gamma_{sat2} \cdot h_3)$$

La variación del esfuerzo efectivo por el descenso del nivel freático de 1 a 2 es:

$$\Delta \bar{\sigma} = \bar{\sigma}_2 - \bar{\sigma}_1$$

$$\Delta \bar{\sigma} = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sat1} \cdot h_2 + \gamma_{sat2} \cdot h_3) - (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{sat1} \cdot h_2 + \gamma_{sat2} \cdot h_3) + \gamma_w \cdot (h_2 + h_3)$$

$$\Delta \bar{\sigma} = \gamma_w \cdot (h_2 + h_3)$$

El signo positivo de la variación del esfuerzo efectivo expresa que el descenso del nivel freático de 1 a 2, pasa toda la carga a las partículas sólidas de la masa de suelo, pudiéndose interpretar como una compresión del estrato arenoso.

Al subir el nivel freático el esfuerzo efectivo en la masa de suelo disminuye, caso contrario incrementa.

2.1.13. Resistencia al corte del suelo

Una masa cilíndrica de suelo se la somete a esfuerzos de corte, al fallar, una parte la muestra se desliza respecto a la otra ilustración 19.

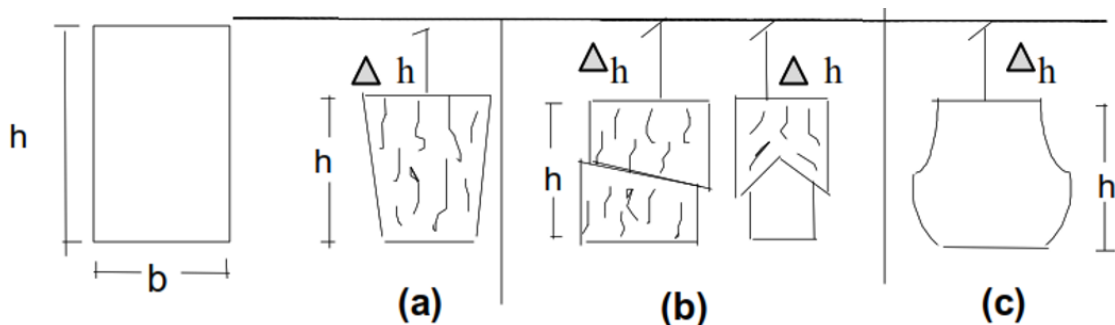


Ilustración 19: Tipos de falla de una masa de suelo por efecto del esfuerzo aplicado
Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos Magno Armijos Molina 2010

Ilustración 19a: se dice que hay un disgregamiento de las partículas

Ilustración 19b: una parte de la masa de suelo se desliza sobre la otra a lo largo de ciertas líneas de falla

Ilustración 19c: se trata de un suelo plástico, donde se produce lo que se denomina fluencia plástica.

Estos movimientos dentro de la masa de suelo tienden a ser contrarrestados por la llamada resistencia al corte del suelo τ [23].

Coulomb trabajo en la primera idea para poder explicar la resistencia al corte del suelo, atribuyendo que la resistencia al corte de un cierto suelo es debido a la fricción entre sus partículas, y que su falla por corte se da a lo largo de un plano de deslizamiento [26].

Mencionando que al aplicar una carga(P) normal sobre un cuerpo(suelo), este tiende a deslizarse sobre un área rugosa (superficie de falla), resulta que la fuerza F necesaria para ello, es proporcional a P, entendiéndose:

$$F = UP$$

En la cual u es nombrada como coeficiente de fricción entre la superficie de contacto. Ahora este mismo principio apliquémoslo en términos de esfuerzos (fuerza sobre área), dada una masa de un suelo y un plano AA' de falla de la misma y el esfuerzo cortante máximo que se da en el plano de falla, por lo tanto, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por unidad de área en A es proporcional al $(\nabla = \frac{P}{A})$, entendiéndose lo siguiente (ilustración 20):

$$\frac{F}{A} = s = \tau_{\text{máx.}} = \sigma \tan \phi$$

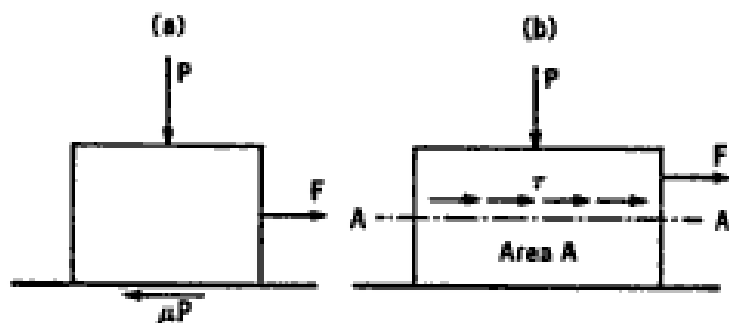


Ilustración 20: Mecanismo de corte en los suelos

Fuente: Fundamentos de la mecánica de suelos, Juárez Badillo – Rico Rodríguez 2005

Como resultado de estas investigaciones nace una ley de resistencia, que dice que la falla se produce cuando el esfuerzo cortante τ alcanza un valor máximo tal que:

$$\tau = \nabla \tan \phi$$

La constante de proporcionalidad $\tan \phi$ entre τ y ∇ , fue definida como ángulo de fricción interna del material.

Al ver el comportamiento entre las arenas y las arcillas Coulomb se dio cuenta que las arcillas presentaba naturalmente una resistencia al corte independiente de cualquier carga normal exterior a ellas y la definió como cohesión, en dichas arcillas pareciera que $\phi = 0$ y solo hay cohesión, definiendo la ley de resistencia de estos materiales como:

$$\tau = c$$

los suelos están formados por una fracción gruesa(gravas ,arenas) y una fracción fina(limos , arcillas), la parte gruesa posee fricción entre sus partículas(ángulo de fricción interna) y la parte fina cohesión, entonces Coulomb llego a la conclusión que los suelos tienen características mixtas, ósea que a la vez tienen cohesión y fricción interna, llegando a establecer una nueva ley de resistencia del suelo que combina estas dos características de cada fracción, esta ley es conocida en mecánica de suelos como ecuación de Coulomb(general):

$$\tau = c + \nabla \tag \phi$$

Esta ecuación es de tipo general, pero puede usarse en casos particulares, como los suelo friccionantes o suelos cohesivos, pero los suelos en la realidad los encontramos combinados (casos generales).

Años más tarde ocurrieron una serie de observaciones, pero fue Terzaghi quien, establecido el resultado de estas observaciones, que en la ecuación general de Coulomb el esfuerzo normal total ∇ , debería reemplazarse por el esfuerzo efectivo, ya que este esfuerzo efectivo es el que controla la resistencia al esfuerzo cortante, la ecuación se modificó de la siguiente forma [26]:

$$\tau = c + (\sigma - u) \tag \phi$$

Donde:

$$\bar{\nabla} = (\sigma - u) = \text{esfuerzo efectivo del suelo}$$

En donde u representa la presión del agua en los poros del suelo. Terzaghi revelo por primera vez, la considerable influencia que tiene el agua en el suelo [26].

Quedando expresada la ecuación general de Coulomb de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo en términos del esfuerzo efectivo.

$$\tau = c + \bar{\nabla} \tag \phi$$

Seguido de esto se descubrieron otras observaciones que modifican esta última ecuación. Pero en la actualidad algunos ingenieros siguen utilizando esta ecuación.

En la actualidad para estudiar el efecto de las cargas en los suelos se usa el modelo elástico conjuntamente con el concepto de falla de Mohr y Coulomb (antes mencionado). Este modelo forma parte del modelo elasto-plástico de metales que se aplicaron por primera vez en suelos. Los parámetros que utiliza este método son obtenidos por una prueba triaxial, [32].

Se analiza el comportamiento del suelo a esfuerzo y deformación hasta alcanzar la fluencia(falla) del mismo, ilustración 21, a partir de este punto sus deformaciones son elastoplásticas, con una serie de esfuerzos de fluencia de varias muestras ensayadas de suelo puede obtener una envolvente de fluencia(falla), con el criterio de los círculos de Mohr, obteniéndose los parámetros necesarios del suelo, cohesión (c) y fricción (ϕ) [31], [32].

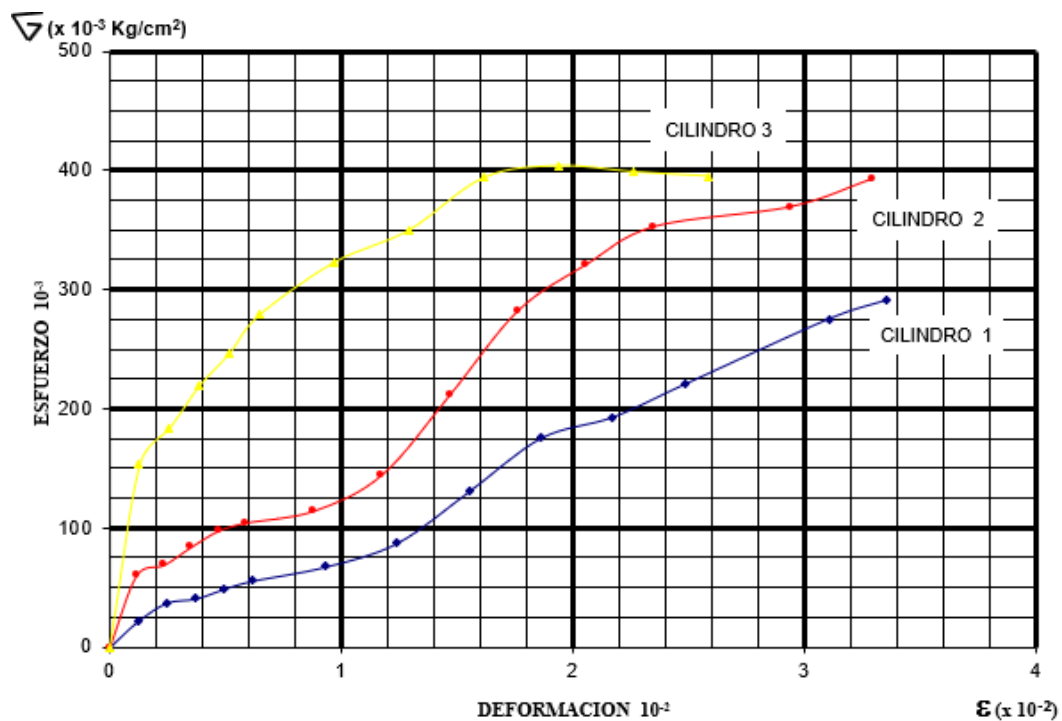


Ilustración 21: Grafica esfuerzo deformación
Fuente: Autor

La cohesión (c) y fricción (ϕ) son datos útiles en el diseño de obras de ingeniería.

2.1.14. Círculo de Mohr

Los estados tensionales que se dan en cada punto interior de una masa de suelo es por efecto de cargas externas, el estado tensional de cada punto le corresponde un plano en el cual se da el esfuerzo normal y tangencial, estos estados tensionales fueron resueltos gráficamente por el ingeniero Otto Mohr y es conocido como círculos de Mohr y es la solución más utilizadas en ingeniería de materiales [31].

Con el fin de representar las ecuaciones para graficar el círculo de Mohr, consideremos una masa de suelo a la cual le aplicamos esfuerzos como se aprecia en la ilustración 22.

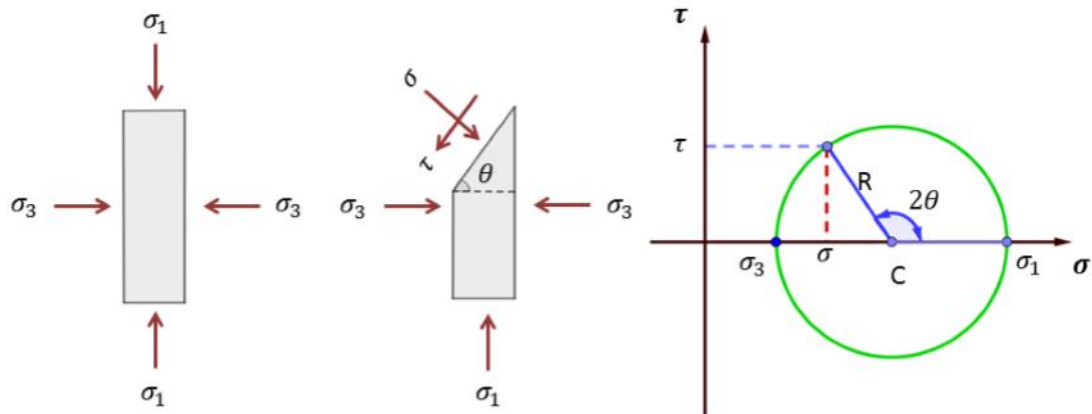


Ilustración 22: estado tensional de un plano y su solución grafica con el círculo de Mohr
Fuente: Referencia [31]

Imaginemos que cortamos la masa de suelo, los esfuerzo que se opone a este corte Mohr los expreso gráficamente, conocido como círculo de Mohr, conociendo su centro y radio, en función de los esfuerzos radiales externos de corte como se aprecia en la ilustración.

$(\frac{\nabla_1 + \nabla_3}{2}, 0)$, coordenada del centro del círculo

$r = \frac{\nabla_1 - \nabla_3}{2}$, longitud del radio

∇_1 = esfuerzo principal mayor

∇_3 = esfuerzo principal menor (presión de confinamiento)

2.1.14.1 Principio de falla Mohr-Coulomb

Es la combinación entre dos principios, la ecuación de Coulomb (resistencia al corte del suelo) y la solución grafica de los estados tensionales de una masa de suelo al estar sometida a esfuerzos exteriores, círculo de Mohr, ilustración 23.

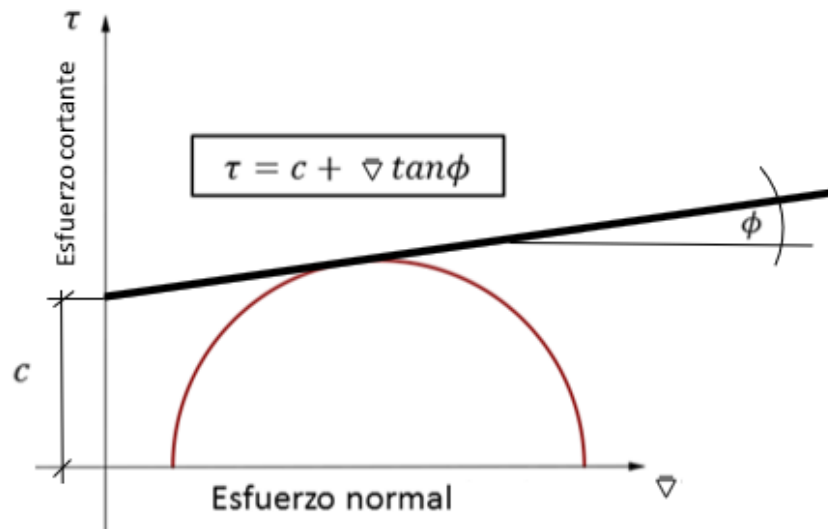


Ilustración 23: Grafica de falla Mohr-Coulomb
Fuente: Autor

La mecánica de suelos utiliza este principio por su forma práctica de obtener los parámetros del suelo, existiendo una amplia literatura de este principio de falla [31].

El principio de falla frecuentemente se plantea en función del esfuerzo normal efectivo ($\bar{\sigma}$) y tangencial (τ) en un definido plano. La relación entre estos esfuerzos es mediante la ecuación de Coulomb (resistencia al corte del suelo) [31]:

$$\tau = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Esta expresión es definida como superficie de falla o envolvente del círculo de Mohr.

Donde:

C = cohesión

$\bar{\sigma}$ = esfuerzo normal efectivo

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

La ilustración 17, es una recta de fluencia de un determinado suelo en el cual se conoce c y ϕ , en la cual la recta es tangente al círculo, interpretado que es un estado tensional en equilibrio, en términos geométricos podemos decir: los puntos que se ubican por debajo de la recta de resistencia están en rango elástico, en cambio los que están por encima están en rango plástico ósea en estado de rotura [31].

Al someter un suelo a un estado de tensiones sobrepasando su resistencia se deforma sin recuperar su forma [31].

En términos de compactación, Arquí G. 1978 menciona que compactar es crear deformaciones en el suelo de forma permanente, dicho de otra forma, si queremos deformar un suelo irreversiblemente, se tiene que aplicar tensiones de corte suficientes [31].

Esto se da en la compactación de una subrasante para una vía, pero en cambio cuando necesitamos preparar el suelo para una cimentación de una edificación, es diferente, en este caso no lo sobrecargamos más allá de la línea de resistencia al corte del suelo, lo cargamos la tercera parte de lo que resiste el mismo o se utilizamos un factor de 3, dándose asentamientos tolerables del suelo en un periodo de tiempo, lo que conocemos como consolidación del suelo.

2.1.15. Determinación del esfuerzo cortante

Los parámetros necesarios del suelo, para determinar la resistencia al corte, son la cohesión y el ángulo de fricción, ellos pueden obtenerse mediante las siguientes opciones:

- a) Prueba de compresión simple sin confinamiento
- b) Prueba de compresión triaxial
- c) Prueba de penetración normal
- d) Prueba de corte directo

Explicaremos solamente las dos primeras opciones, por la razón de que en nuestros ensayos combinamos las dos.

2.1.15.1 Prueba de compresión simple sin confinamiento

La prueba de compresión simple o (no consolidada no drenada) ilustración 24, sirve para determinar la resistencia a la compresión de muestras cilíndricas de suelo, en la que la presión de confinación $\sigma_3 = 0$. En esta prueba, se aplica un esfuerzo vertical σ_1 a la muestra para ocasionar su falla, las muestras son talladas o extraídas de los tubos Selby. Esta prueba es normalmente usada en mecánica de suelos como un medio para determinar rápidamente la cohesión de los suelos, y es sencilla de realizarse mediante los siguientes pasos:

1. Los extremos del espécimen son recortados cuidadosamente, de tal manera que la altura y el diámetro debe tener una relación de: $2D \leq H \leq 2.5D$.

2. El espécimen se coloca en la máquina de compresión simple y se centra en el plato inferior.
3. Se aplica carga a una velocidad tal que haga comprimir al espécimen a razón de 0,5 a 1,0 % de su altura por minuto. La carga y deformación se indican en los diales respectivamente.
4. El punto de falla se detecta fácilmente cuando el dial de carga baja, se para, titubea, y baja mientras que está aún aplicándosele carga. Cuando el suelo es una arcilla muy blanda y no se rompe durante la prueba, sino que se deforma, entonces se considera como carga de ruptura la que corresponda a una disminución de altura del espécimen de un 20% de su altura inicial.
5. Finalmente se obtiene la carga de ruptura ∇_1 y se calcula el respectivo esfuerzo unitario de ruptura.

La resistencia a la compresión simple se utiliza como un indicador de la consistencia de las arcillas. Las pruebas de compresión simples se realizan en caso de suelos no saturados. Con la relación de vacíos de la muestra de suelo que permanece constante, la resistencia a la compresión simple se ve disminuida considerablemente con el grado de saturación.

Cálculos y gráficos

Para cada lectura de carga y deformación se deben realizar los siguientes cálculos

Deformación Unitaria = Deformación/Hm

Hm = Altura inicial de la probeta

$A_m = (A_s + 4A_c + A_i) / 6$

A_m = Área media

A_s = Área superior

A_c = Área central

A_i = Área inferior

ϵ = Deformación unitaria

∇_1 = Esfuerzo normal

$$\text{Area corregida} = \frac{A_m}{1-\varepsilon}$$

$$\varepsilon = \frac{\text{Deformación}}{H_m}$$



Ilustración 24: Equipo para realizar la prueba de compresión simple
Fuente: Autor

Al realizar este ensayo hay dos casos que hay que considerar:

Partiendo de la conclusión que los suelos al mismo tiempo tienen cohesión y fricción, podemos definir en términos de Mohr – Coulomb que, ilustración 25-26:

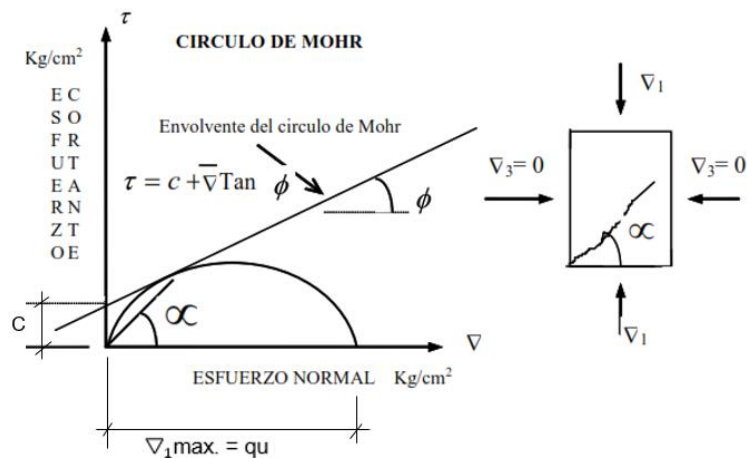


Ilustración 25: Envolvente del círculo de Mohr, cohesión y fricción
Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos Magno Armijos Molina 2010

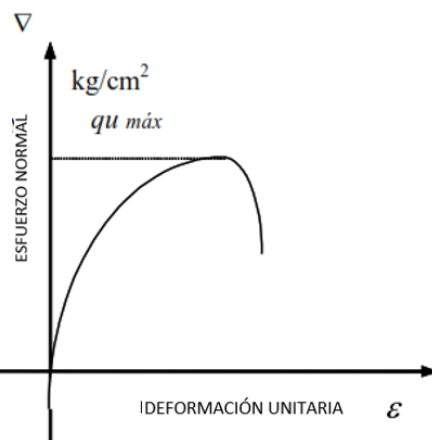


Ilustración 26: Gráfica esfuerzo-deformación
Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos Magno Armijos Molina 2010

Caso 1: Las arenas lavadas y secas que no poseen cohesión, en las que la carga de ruptura se produce para un valor de:

$$\tau = \bar{\sigma} \tan \phi$$

Definiéndose la envolvente del círculo de Mohr desde el origen, ilustración 27.
En este caso se aplica una Prueba de compresión triaxial

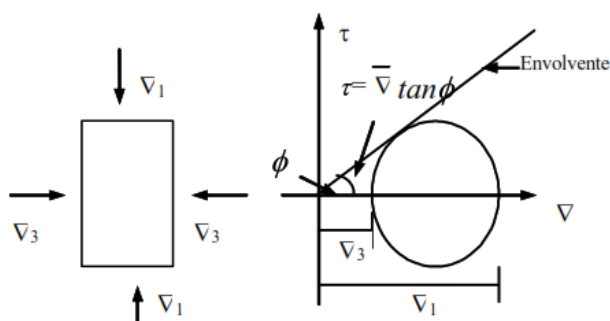


Ilustración 27: Gráfica Mohr-Coulomb en el caso de una arena, no hay cohesión
Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos Magno Armijos Molina 2010

Caso 2: Las arcillas blandas, tiene un comportamiento como si $\phi = 0$, resultando la carga de ruptura constante e igual a la cohesión del suelo, ilustración 28.

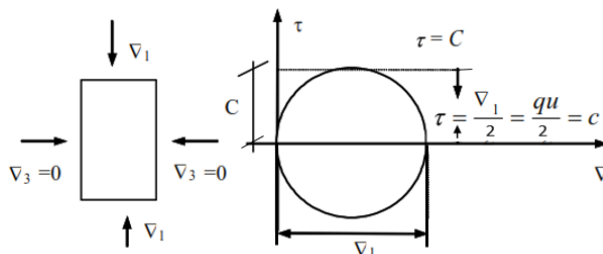


Ilustración 28: Gráfica de Mohr-Coulomb en el caso de una arcilla blanda, no hay fricción
Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos, Magno Armijos Molina 2010

Donde:

∇_1 = esfuerzo principal mayor

∇_3 = esfuerzo principal menor

Cuando el esfuerzo ∇_1 alcanza el valor máximo o sea en la rotura, ese valor es llamado, resistencia a la compresión simple y se identifica con q_u , no confundir con la capacidad de carga ultima se un suelo ya que también se lo identifica de la misma forma.

La cohesión es definida como la adherencia entre las partículas del suelo, su atracción entre ellas es debido a sus fuerzas moleculares.

El ángulo de fricción interna depende de la uniformidad de Las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal.

En la práctica por lo general se ensayan varias muestras cilíndricas alteras o inalteradas dependiendo el caso, por ejemplo en el caso de un estudio de suelos con una profundidad de exploración de 6m, se extraen muestras cilíndricas inalteradas a cada metro o cada 2 metro dependiendo las condiciones del estudio, digamos que extraemos las muestras cada dos metros, sería entonces un total de 3 muestras, el objetivo es obtener un aproximación de la capacidad portante del suelo, para ello manteniendo el mismo orden en que se extrajeron las muestras, las ensayamos a compresión simple, con los resultados de la resistencia a la compresión simple ∇_1 de cada muestra, graficamos el círculos de Mohr de cada muestra en el mismos orden como se aprecia en la ilustración 29. Trazamos la envolvente tangente a los círculos, lo más próximo posible, y es así como obtenemos los parámetros del suelo, c y ϕ .

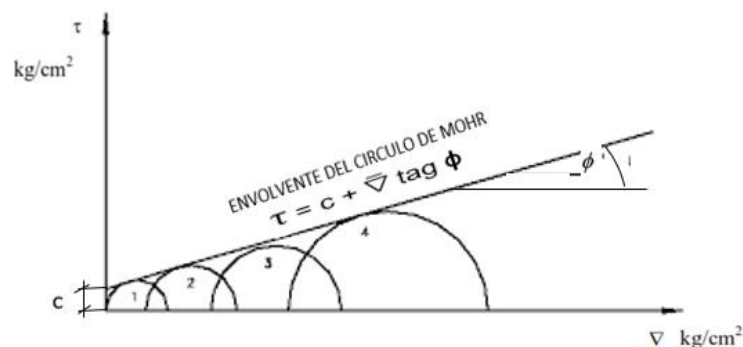


Ilustración 29: Envolvente de falla respecto a 3 muestras cilíndricas de suelo, ensayadas a compresión simple

Fuente: Autor

Para más detalle referirse a la norma ASTM D-2166.

2.1.15.2 Prueba de compresión triaxial

Las pruebas de compresión triaxial se pueden realizar en arenas y arcillas. Consiste en colocar una muestra de suelo confinada por una membrana de caucho en una cámara (ilustración 30) y luego se aplica una presión de confinamiento σ_3 alrededor de la muestra mediante un fluido en la cámara (por lo general, agua o glicerina). También se aplica un esfuerzo vertical(axial) σ_1 para causar la falla, que simulan los esfuerzos a los que está sometido el suelo en condiciones naturales. El objetivo de esta prueba es determinar el Ángulo de Rozamiento Interno y la Cohesión del suelo, que permitan establecer su Resistencia al Corte.

Generalmente cada prueba se realiza con tres o cinco probetas de muestra de suelo, bajo esfuerzos confinantes distintos. La representación de los resultados en el diagrama de Mohr está constituida por una serie de círculos, cuya envolvente permite obtener los parámetros del suelo estudiado en el intervalo de esfuerzos considerado.

Puede permitirse el drenaje de la muestra o detenerse, dependiendo de la condición de la prueba. Para arcillas, se pueden realizar 3 clases de pruebas con el equipo triaxial:

1. Prueba consolidada drenada (prueba CD)
2. Prueba consolidada no drenada (prueba CU)
3. Prueba no consolidada no drenada (prueba UU)

Para este proyecto se usó, la prueba no consolidada no drenada (UU), refiriéndonos a la norma ASTM D-2850.

Procedimiento:

1. El suelo a utilizarse se prefiere que sea inalterado, en cuyo caso se debe tallar por lo menos tres especímenes cilíndricos, teniendo muy en cuenta su estratificación y evitando destruir la estructura original del suelo.

Si la muestra es alterada, se procede a preparar los especímenes compactándose la muestra con una determinada energía, de acuerdo con las condiciones técnicas impartidas. Las dimensiones de los especímenes dependen del tamaño de la

máquina triaxial a emplearse; debiendo tomar en cuenta que la altura de la muestra debe ser el doble del diámetro, (Se toman las medidas de los especímenes preparados).

2. El momento de preparar los especímenes se debe tomar muestra para determinar el contenido de humedad.

3. Pesamos el primer espécimen y lo colocamos en la base de la cámara triaxial, utilizando una piedra porosa entre la muestra y dicha base.

4. Colocamos la membrana de caucho en el espécimen, utilizando un aparato especial para ello.

5. Colocamos la cabeza de plástico usando una piedra porosa entre la cabeza y el espécimen.

6. Aseguramos la membrana con ligas tanto en la parte superior como en la inferior.

7. En el caso de realizar un ensayo triaxial en un triaxial Soiltest, conectamos la cabeza de plástico en el tubo espiral que sale de la base y que se utiliza para el drenaje de la muestra.

8. Colocamos la cámara con su tapa, asegurándonos que estén bien colocados los empaques y seguidamente apretamos los tornillos que sujetan la cámara uniformemente.

9. Introducimos el pistón en el hueco de la cabeza de plástico.

10. Centramos el brazo de carga con el pistón y colocamos el dial de las deformaciones en cero.

11. Si la muestra no se encuentra saturada, será necesario saturarla, salvo introducciones contrarias al respecto, para lo cual abrimos las válvulas de saturación permitiendo que el agua fluya desde la base a través de la muestra.

12. Aplicamos presión al tanque de almacenamiento de la glicerina o agua y luego abrimos las válvulas que permiten el paso de la glicerina o agua a la cámara; la presión lateral introducida serán las indicadas anteriormente.

13. En estas condiciones aplicamos el tipo de triaxial solicitado; llegando en cualquier caso a aplicar la carga hasta romper la muestra; anotándose las lecturas de las deformaciones axiales y de la carga aplicada.

14. Una vez terminado el ensayo se reduce la presión y se devuelve la glicerina o agua al tanque de almacenamiento, se seca la cámara y luego a la muestra con mucho cuidado con el objeto de graficar la fractura y además determinar la humedad.

15. Todo este proceso lo repetimos con los demás especímenes, utilizando presiones laterales diferentes.

Cálculos y gráficos:

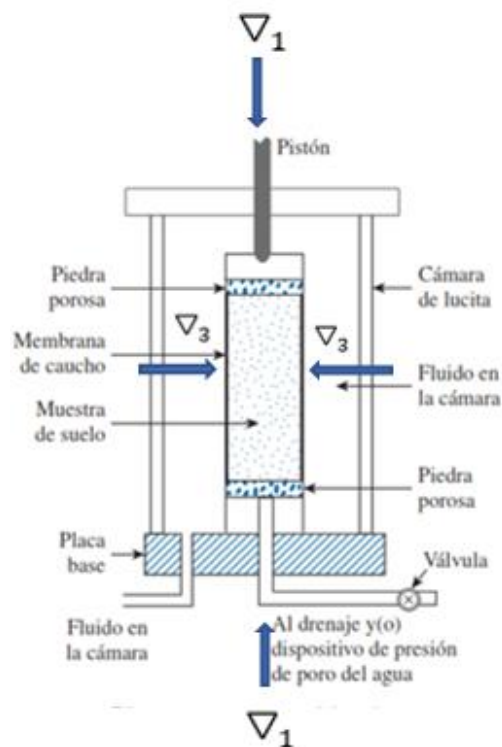


Ilustración 30: Esquema del equipo triaxial
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

Abscisa al centro del círculo Mohr

$$X = \sigma_3 + \frac{\sigma_d}{2} = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

Radio del círculo de Mohr

$$R = \frac{\nabla_d}{2} = \frac{\nabla_1 - \nabla_3}{2}$$

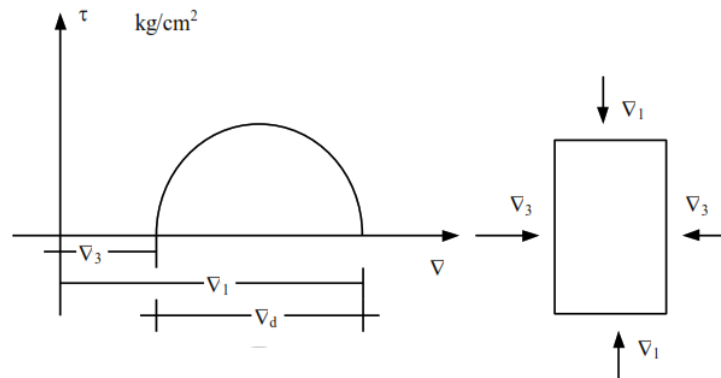


Ilustración 31: Círculo de Mohr de una muestra a prueba triaxial
Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos, Magno Armijos Molina 2010

∇_1 = Esfuerzo principal mayor

∇_3 = Esfuerzo principal menor

∇_d = Esfuerzo desviador

En el caso de ensayar varias muestras con la prueba de triaxial, tendríamos un grafica de la forma como se indica en la ilustración 32.

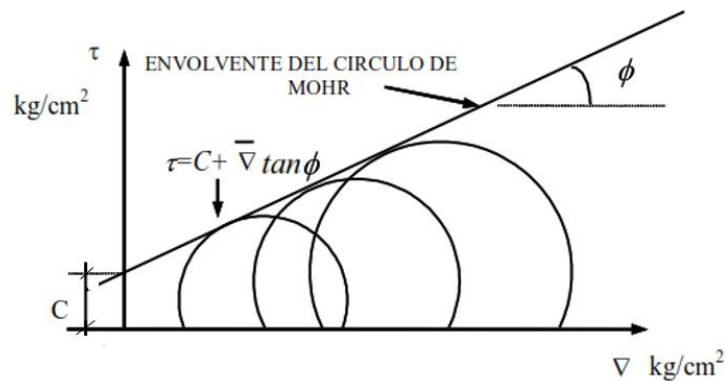


Ilustración 32: Envolvente de falla respecto a 3 muestras cilíndricas de suelo a prueba triaxial
Fuente: Fundamentos de mecánica de suelos, Magno Armijos Molina 2010

Ante toda esta situación que se da respecto al comportamiento de los suelos, se origina una variedad de estados entre el suelo y las cargas, originándose simultáneamente dos disciplinas o ciencias: La mecánica de los suelos y el diseño de cimentaciones.

2.1.16. Mecánica de los suelos

La mecánica de suelos se origina a mediados del siglo 20, con investigadores como Terzagui América y Caquot Kerisel en Europa. Sus primeros pasos se dieron empíricamente, en función del criterio ingenieril [33].

Los conceptos de la mecánica de suelos se integran para ser aplicados por la ingeniería geotécnica en la resolución de problemas planteados por el suelo frente a las obras de ingeniería civil y a las cargas que estas transmiten.

2.1.17. Cimentación

Bowles, 1996; Nilson, 1999; Das et al., 2006, define que la cimentación o subestructura, se ubica por debajo del nivel del terreno natural, su función es transmitir las cargas de la superestructura al suelo o roca. Su diseño depende de las cargas y las propiedades del suelo. Se clasifican en superficiales y profundas, diferenciándose por su geometría, capacidad del suelo, funcionalidad y sistema constructivo [34].

La NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2015; sección 6.1.2., clasifica a las cimentaciones de acuerdo a la relación siguiente:

$$\frac{D_f}{B} \leq 4 = \text{cimentación superficial}$$

$$\frac{D_f}{B} > 4 = \text{cimentación profunda}$$

Dónde:

D_f Profundidad de desplante

B Ancho de la cimentación

El tipo de cimentación será elegido en base a:

- Un análisis que contemple la naturaleza de la edificación y las cargas a transmitir.
- Las condiciones del suelo o roca basados en parámetros obtenidos de ensayos de campo y laboratorio.
- Las teorías a emplearse en la determinación de la capacidad admisible.
- Los costos que representen cada una de las alternativas estudiadas,

En el caso de este proyecto se encuadra dentro de una cimentación superficial y su tipo será definido más adelante en base a los aspectos antes mencionados.

2.1.17.1 Cimentación superficial

La cimentación superficial es un elemento estructural en la cual su medida transversal es mayor que su altura. transfiere cargas al suelo a un desplante no mayor de 4 metros aproximadamente, respecto a la superficie [35].

Bowles, 1996; Das et al., 2006, menciona que los procesos constructivos de las cimentaciones superficiales comúnmente no presentan dificultades considerables, estos procesos de acuerdo a su función se conocen estas clases: zapata aislada, zapata combinada, zapata corrida o losa de cimentación (ilustración 33) [34].

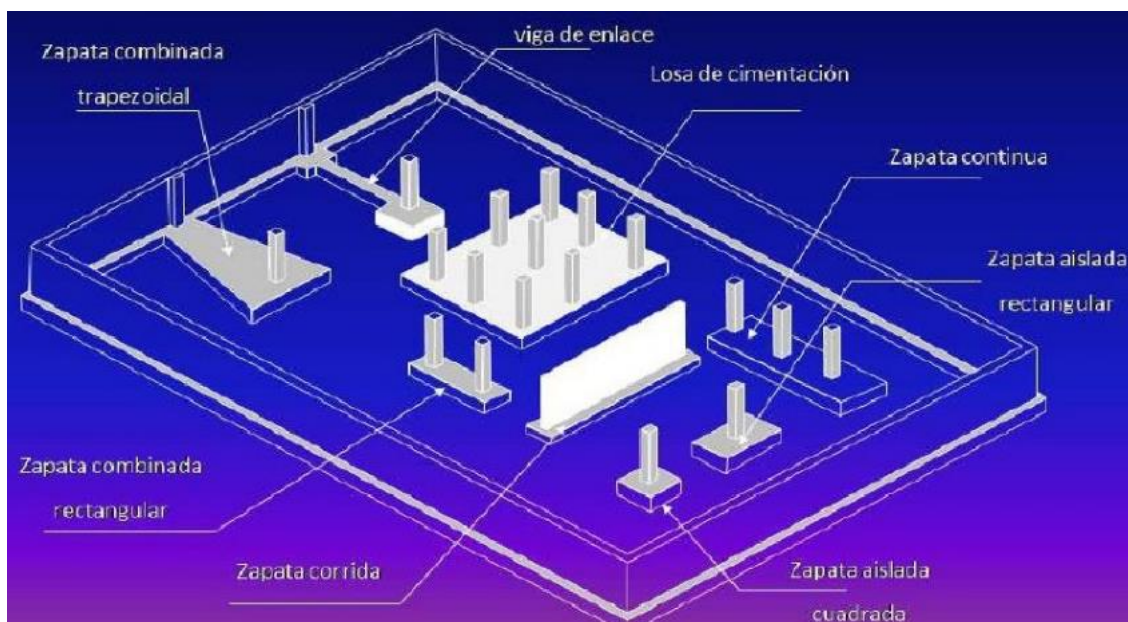


Ilustración 33: Tipos de cimentaciones superficiales

Fuente: <https://dokumen.tips/documents/03-criterios-basicos-para-el-diseno-de-zapatras-combinadas.html>

2.1.17.2 Zapata aislada

Son cimentaciones de elementos estructurales aislados de una misma estructura ilustración 34. Se utilizan en suelos firmes, transfieren esfuerzos entre medianos y altos originando asentamientos pequeños. Es económica con esfuerzos admisibles del suelo mayores a $0,15 \frac{N}{mm^2}$.

son cuadradas, pero en el caso de existir luces diferente en 2 sentidos perpendiculares, toma forma rectangular, también se usan circulares y poligonales dependiendo el caso [36].

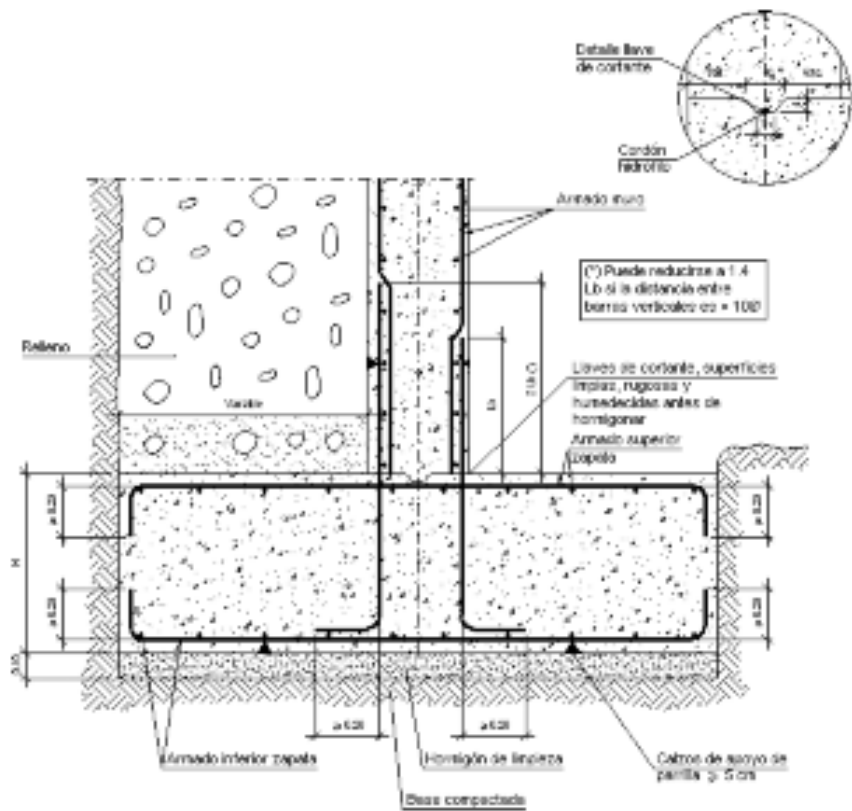


Ilustración 34: Zapata aislada centrada

Fuente: Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención, Piqueras Víctor Yepes 2016.

Las zapatas aisladas de acuerdo a su forma (ilustración 35) se clasifican en:

- En rectas (de canto constante),
- Escalonadas,
- Piramidales,
- Nervadas o aligeradas.

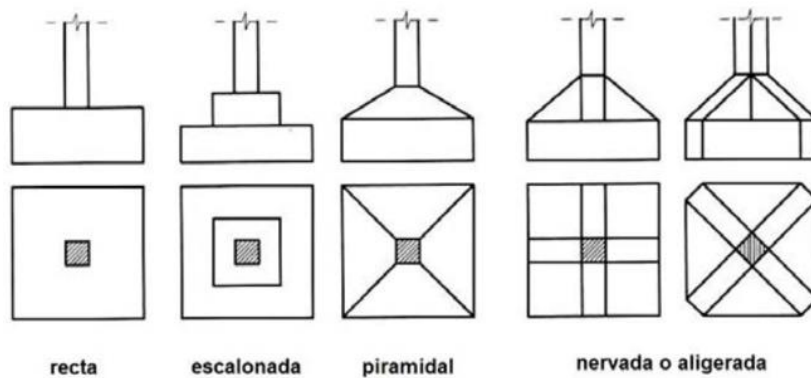


Ilustración 35: Clases de zapatas aisladas de acuerdo a su forma

Fuente: Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención, Piqueras Víctor Yepes 2016.

Otros autores las clasifican como zapatas aisladas rígidas y flexibles (ilustración 36). El canto mínimo es de 40 cm en zapatas de hormigón en masa y 30 cm si son de hormigón armado [36].

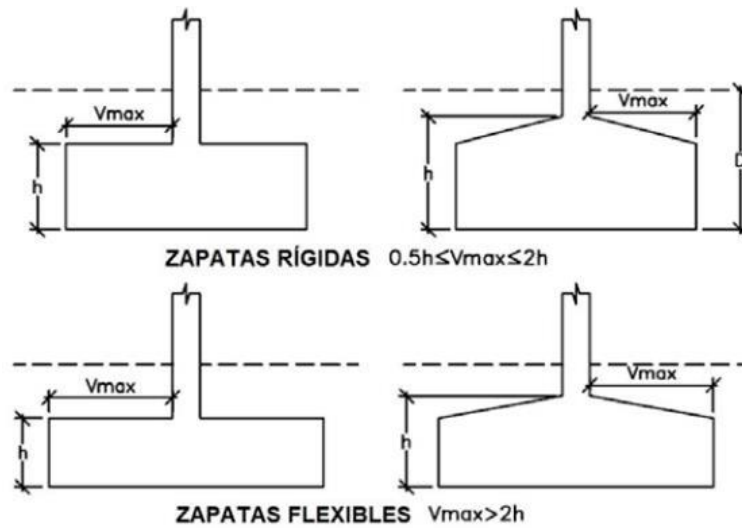


Ilustración 36: Otra clasificación de zapatas aisladas (rígidas y flexibles)

Fuente: Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención, Piqueras Víctor Yepes 2016.

Otra definición que toman las zapatas aisladas es debido a la posición de la columna respecto a ella, como centrada, medianera, de esquina o de borde. estos dos últimos casos (ilustración 37) son comunes cuando se construyen al borde del terreno, la carga puntual sobre la zapata medianera y esquinera produce una excentricidad que provoca un momento de vuelco. Para contrarrestar este vuelco, se comunica la zapata con la con las columnas interiores más próxima mediante vigas de amarre (centradoras) perpendiculares, de esta manera se redistribuye las presiones sobre el suelo [36], [34].

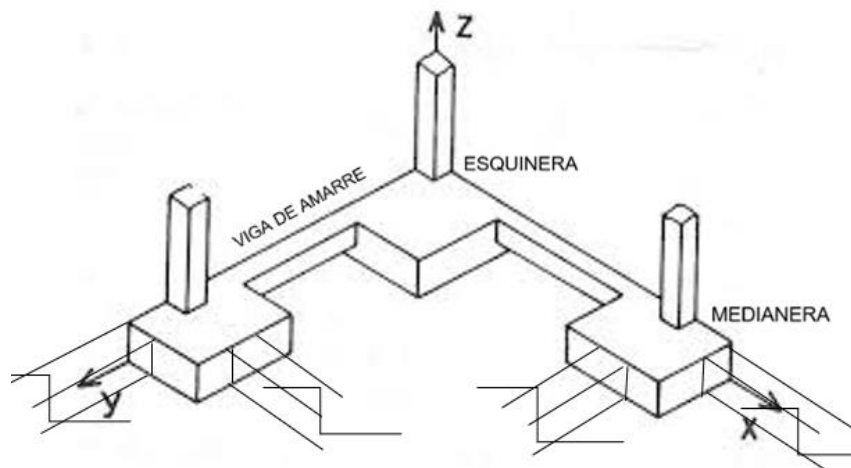


Ilustración 37: Zapata aislada medianera y esquinera con vigas de amarre o centradoras perpendiculares

Fuente: http://www.tocasa.es/ingeniero/L10_Zapata_medianeria.pdf

2.1.17.3 Zapata combinada

Kurian, 2005; Punmia et al., 2007; Varghese, 2009, define que la zapata combinada es larga la cual soporta 2 o más columnas en línea (comúnmente 2).

Nilson, 1999; Kurian, 2005; Punmia et al., 2007; Varghese, 2009, define que, su uso se da cuando ocurre dos situaciones que son: 1) las cargas puntuales entre pilares y la capacidad admisible del suelo demanda zapatas que se aproximan entre si imposibilitando su construcción. 2) cuando no se puede centrar una zapata en un pilar de linderos o muy cerca del linderos. En estos casos se combinan las 2 zapatas aisladas en una sola con el fin de que el centroide de la superficie de la zapata coincida con el de las cargas de ambos pilares (ilustración 38-39). Definiendo una distribución uniforme de los esfuerzos en la superficie de la zapata. Por esta razón para que coincida el centroide (centro de gravedad) de la superficie con la resultante de carga, pueden tomar forma, rectangulares, trapezoidales y forma de T [34], [36].

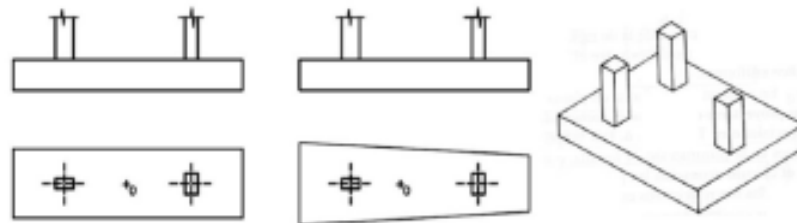


Ilustración 38: Esquema de una zapata combinada

Fuente: Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención, Piqueras Víctor Yepes 2016.



Ilustración 39: Zapata combinada

Fuente: <https://www.twipu.com/GeotechTips/tweet/1104814190915534848>

2.1.17.4 Zapata corrida

También llamadas vigas de cimentación o zapatas continuas, soportan 3 o más columnas, muros de carga o contención (ilustración 40-41-42). Son extensas linealmente a diferencia de su sección transversal, distribuye las cargas horizontal y longitudinalmente, minimizando los asentamientos y así estabilizar la estructura. Se diseñan a flexión y cortante para soportar las reacciones del suelo al cargar la estructura, estas zapatas reciben cargas a través de columnas y para contrarrestarlas se dispone de contrarribes. Su cálculo es como una viga rectangular o T invertida [36], [17].



Ilustración 40: Zapata corrida en proceso de encofrado
Fuente: https://fotos.habitissimo.com.mx/foto/zapata-corrída_307042



Ilustración 41: Encofrado de zapata corrida
Fuente: Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención, Piqueras Víctor Yepes 2016.



Ilustración 42: Zapata corrida para un muro de contención
 Fuente: <http://iestel.co/productos/obras-civiles/muros-de-contencion/>

2.1.17.5 Losa de cimentación

Las dimensiones en planta son superiores que el peralte (ilustración 43). Son útiles en el caso que el área de las zapatas pase el 50% del área de construcción debido a que el esfuerzo admisible del suelo es bajo y resulta más económico una losa, también en el caso donde el área de construcción es pequeña con relación a la altura de la estructura como por ejemplo edificios altos, depósitos etc. Es recomendable sótanos cuya cota este por debajo de nivel freático con el objetivo de reducir los asentamientos [36], [17].

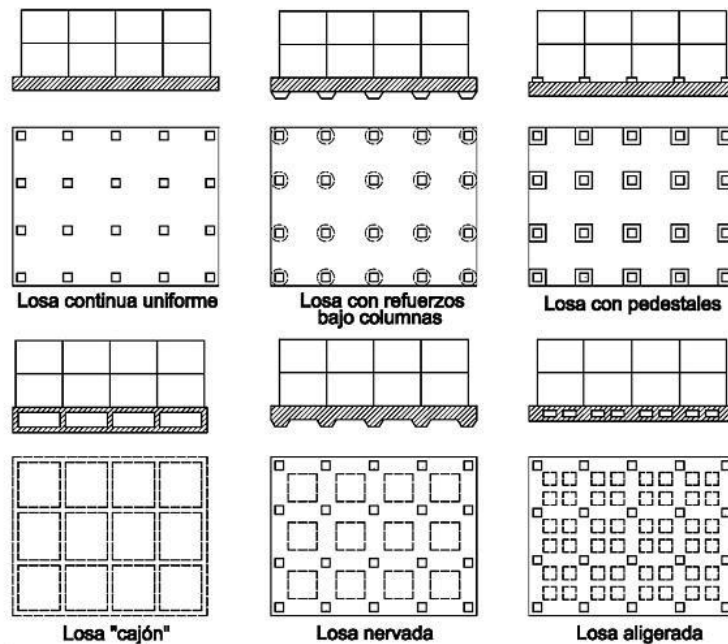


Ilustración 43: Clases de losas de cimentación
 Fuente: Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención, Piqueras Víctor Yepes 2016.

En suelos altamente compresibles se combina la losa de cimentación con pilotes, para minimizar los asentamientos, también en suelos con nivel freático alto la losa se combina con pilotes para controlar su flotabilidad [17].

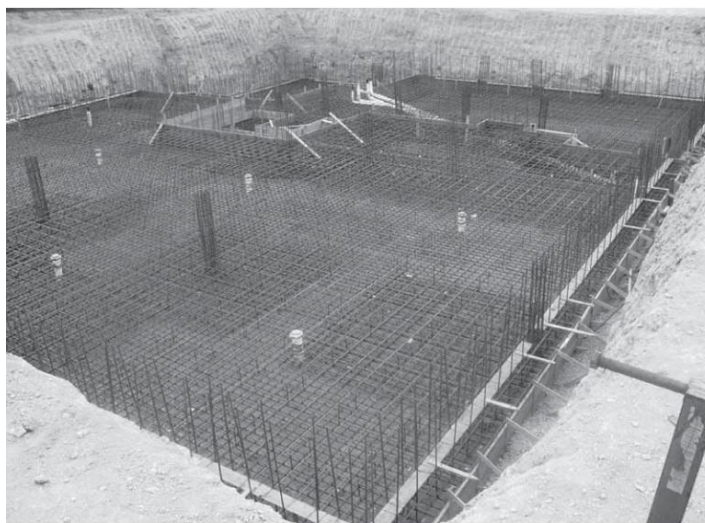


Ilustración 44: Losa de cimentación continua en proceso de construcción
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

2.1.18. Desplante de una cimentación superficial

El desplante de una cimentación no es una medida reglamentada, depende del criterio ingenieril en base a los siguientes aspectos:

- El cierto caso se trata de evitar el nivel freático
- En el caso de requerir un estrato más resistente
- Evitar las arcillas expansivas en casos que se encuentre en el estrato cerca de la superficie
- Debe estar a la misma profundidad de las cimentaciones colindantes, en el caso de profundizar más se debería tomar los respectivos trabajos de seguridad.
- En el caso de cimentaciones compensadas, el peso del suelo excavado se igual al peso de la estructura. Reduciendo así cargas.
- Esta en función de los requerimientos y magnitud de la edificación.

Sin embargo, en términos de comparación, en el caso de una zapata para una edificación de 2 plantas, la Norma Ecuatoriana de la Construcción indica que la profundidad entre la superficie del contrapiso y el fondo de la zapata debe ser de al menos 1 metro, mientras que la menor dimensión de la zapata debe ser también de al menos 1 metro y un peralte mínimo de 15cm.

2.1.19. Como escoger la cimentación más adecuada

Para la selección del tipo de cimentación más conveniente de acuerdo a las características mecánicas del suelo de desplanta, y para que los asentamientos tanto totales como diferenciales queden dentro de los límites permitidos según el tipo de estructura, se pueden seguir estos lineamientos:

- Usar zapatas aisladas en suelos de baja compresibilidad (C_c menor a 0,2) y donde los asentamientos diferenciales entre columnas puedan ser controlados, empleando el método de asentamientos iguales; incluyendo juntas en la estructura, o cuando se tenga una estructura con cierta flexibilidad en su comportamiento.
- Cuando se encuentren suelos con compresibilidad media (C_c entre 0,2 y 0,4), para mantener los asentamientos dentro de ciertos límites, es conveniente emplear zapatas continúa rigidizadas con vigas en una o más direcciones,
- Cuando las cargas sean bastante pesadas y al emplear zapatas continuas estas ocupen cerca de 50% del área del edificio en planta, es más económico usar una sola losa de cimentación.
- En aquellos suelos que presenten una compresibilidad mediana, alta o muy alta y que además tenga baja capacidad de carga, es recomendable el uso de cimentaciones compensadas. Estos suelos pueden presentar un índice de compresión C_c desde 0,2 hasta más de 0,4.
- Cuando la cimentación por compensación no sea económicamente adecuada para soportar las cargas pueden combinarse la compensación parcial y pilotes de fricción.
- Cuando las cargas sean demasiado elevadas conviene, para el caso de suelos de baja capacidad de carga, usar pilotes de punta apoyados en un estrato resistente.

2.1.20. Profundidad de desplante de cimentaciones en suelos cohesivos

La elevación a la que se desplanta una cimentación, depende del carácter del suelo, de la carga que debe soportar y del costo del cimientto. Generalmente una cimentación se desplanta a la altura máxima en que pueda encontrarse el material que tenga la capacidad de carga adecuada.

Carlos Crespo Villalaza, propone una expresión para determinar el desplate de una cimentación en función del índice de plasticidad (IP) y el peso específico (γ_n) del suelo natural en Ton/m³.

$$Df = \frac{(0,83 - 0,017IP)IP - 4}{\gamma_n}$$

2.1.21. Capacidad de carga ultima en cimentaciones superficiales

2.1.21.1 Introducción:

Se denomina capacidad de carga ultima a la carga por área unitaria de la cimentación a la que ocurre la falla por corte en un suelo [17].

La capacidad de carga ultima es un parámetro importante que estima la resistencia de apoyo del suelo, para el diseño de cimentaciones. Siendo esta no solo una propiedad del tipo de suelo, también lo es de las condiciones en que se encuentra como ser su grado de compactación, humedad, etc [37].

La NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2015; sección 2.3., Aclara que los diseños de cimentaciones se comprobaran con los siguientes estados limites:

- Capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte.
- Capacidad de carga bajo criterio de asentamiento.

Para que las cimentaciones superficiales tengan un funcionamiento satisfactorio deben tener dos características principales:

- Tienen que ser seguras contra la falla general por corte del suelo que las soporta.
- No pueden experimentar un desplazamiento, o un asentamiento excesivo (asentamientos tolerables).

2.1.21.2 Modos de falla por corte en el suelo

Observaciones detalladas del comportamiento de fundaciones reales y modelos de fundaciones (Vesic, 1973) han permitido identificar tres modos diferentes de falla del suelo en fundaciones superficiales bajo cargas estáticas [37].

La falla al corte en un suelo se da cuando la capacidad de carga última es alcanzada, y esta se presenta formando una superficie de deslizamiento claramente definida bajo la fundación que progresa hacia uno o ambos lados y finalmente a la superficie del terreno. La falla será repentina y con frecuencia se acompañará de inclinaciones drásticas que ocasionará el colapso final hacia un lado [37].

Los 3 modos de falla que se dan so:

- Falla por corte general
- Falla por corte local
- Falla por punzonamiento

2.1.21.3 Falla por corte general

Considere una cimentación corrida con un ancho B que se apoya sobre la superficie de una arena densa o suelo cohesivo rígido, como se muestra en la ilustración 45. Ahora, si se aplica una carga gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará. La variación de la carga por área unitaria (q) sobre la cimentación con el asentamiento de la cimentación también se muestra en la ilustración 45. En cierto punto, cuando la carga por área unitaria es igual a q_u , ocurrirá una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. A esta carga por área unitaria, q_u , suele referirse como capacidad de carga última de la cimentación. Cuando este tipo de falla repentina ocurre en el suelo, se denomina falla por corte general [17].

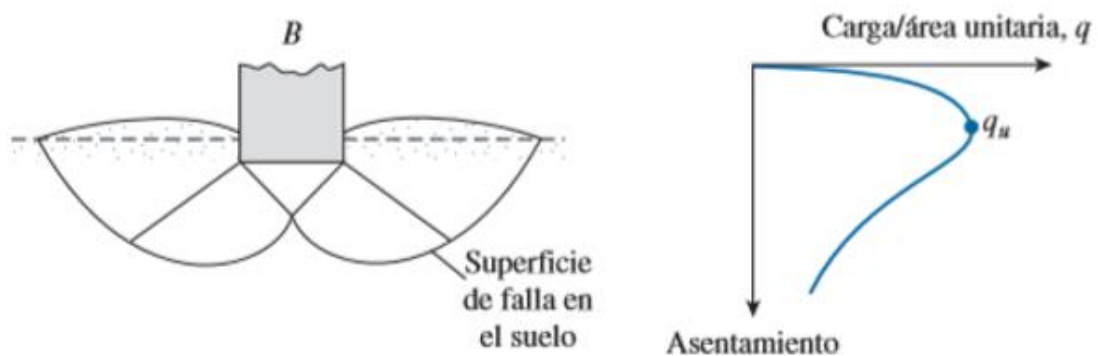


Ilustración 45: Falla por corte general
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

2.1.21.4 Falla por corte local

Si la cimentación en consideración se apoya sobre un suelo de arena o arcillosos de compactación media (ilustración 46), un incremento en la carga sobre la cimentación también se acompañará por un incremento en el asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia fuera desde la cimentación, como se muestra por las líneas continuas en la ilustración 46. Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a $q_u(1)$, el movimiento de la cimentación se acompañará por sacudidas repentinas. Entonces se requiere de un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como se muestra por las líneas discontinuas en la ilustración 46). La carga por área unitaria a la que esto sucede es la capacidad de carga última, q_u . Más allá de este punto, un incremento en la carga se acompaña por un gran incremento en el asentamiento de la cimentación. A la carga por área unitaria de la cimentación, $q_u(1)$, se le refiere como primera carga de falla (Vesic, 1963). Observe que un valor pico de q no se presenta en este tipo de falla, lo que se denomina falla por corte local en el suelo [17].

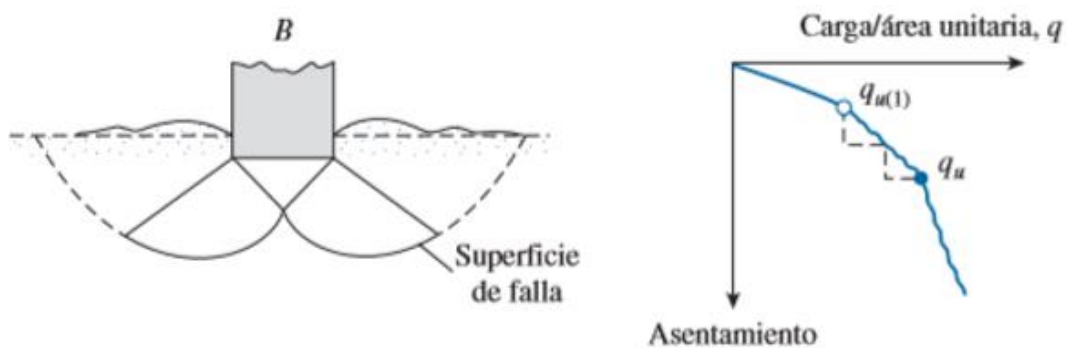


Ilustración 46: Falla por corte local
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

2.1.21.5 Falla por punzonamiento

Si la cimentación está soportada por un suelo muy suelto, la gráfica carga-asentamiento será como la de la ilustración 47. En este caso, la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla, q_u , la gráfica carga-asentamiento será muy pronunciada y prácticamente lineal. Este tipo de falla en el suelo se denomina falla de corte por punzonamiento [17].

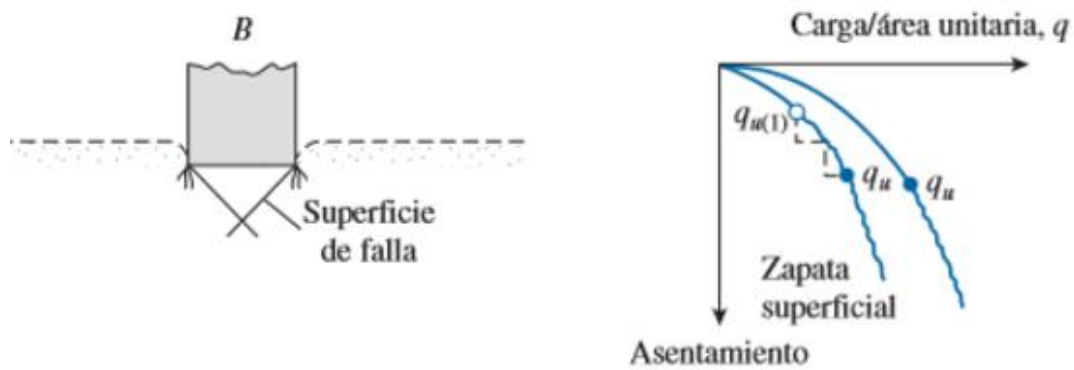


Ilustración 47: Falla por punzonamiento
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

2.1.21.6 Teoría de la capacidad de carga última de Terzaghi

Terzaghi (1943) fue el primero en exponer una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones aproximadamente superficiales. De acuerdo con su teoría, una cimentación es superficial si su profundidad, $D_f \leq B$ (ilustración 48). Pero investigadores posteriores sugirieron que las cimentaciones con D_f igual a tres o cuatro veces su ancho se podían definir como cimentaciones superficiales. Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o corrida (es decir, cuando su relación ancha a longitud tiende a cero), la superficie de falla en el suelo ante carga última se puede suponer similar a la que se indica en la ilustración 48 (Observe que este es el modo de falla por corte general según se define en la ilustración 45). El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación también se puede suponer que se reemplaza por una sobrecarga equivalente, $q = \gamma D_f$ (donde γ es el peso específico del suelo) [17].

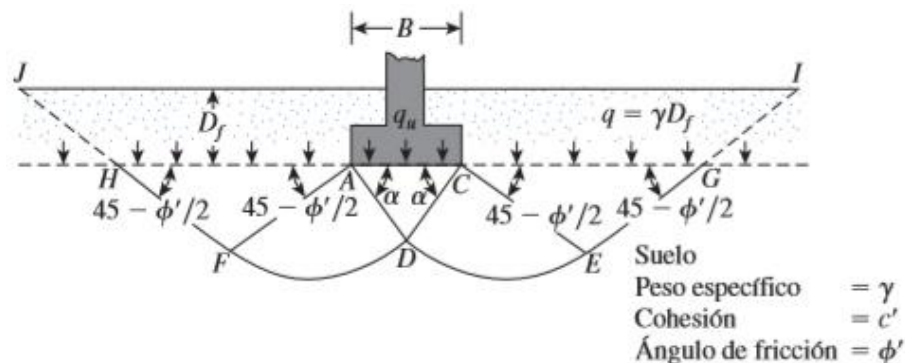


Ilustración 48: Falla por capacidad de carga en un suelo, bajo una cimentación corrida o continua
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

La zona de falla bajo la cimentación se puede separar en tres partes (consulte la ilustración 48):

1. La zona triangular ACD inmediatamente abajo de la cimentación.
2. Las zonas de radiales de corte ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas triangulares pasivas de Rankine FH y CEG.

Los ángulos CAD y ACD se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo ϕ' . Observe que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente q , se ignoró (equilibrio) la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ. Aplicando un análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última como:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación continua o corrida}) \quad (1)$$

donde

c' = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones sólo del ángulo de fricción del suelo ϕ'

Los factores de capacidad de carga N_c, N_q y N_γ se definen mediante las expresiones

$$N_c = \cot \phi' \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi'/2)\tan \phi'}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)} - 1 \right] = \cot \phi' (N_q - 1)$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi'/2)\tan \phi'}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi'} - 1 \right) \tan \phi'$$

Los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ , que se los determina con las expresiones anteriores en función del ángulo de fricción interna del suelo se encuentran tabulados en la siguiente tabla 12.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Tabla 12: Factores de capacidad de carga de Terzagui(N_c , N_q , N_γ) para un modo de falla por corte general

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas y circulares, la ecuación (1) se puede modificar respectivamente a:

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación cuadrada}) \quad (2)$$

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación circular}) \quad (3)$$

En la ecuación (2) B representa a cada lado de la cimentación y en la ecuación (3) B representa el diámetro de la cimentación.

Para las cimentaciones que presentan el modo de falla por corte local, Terzagui sugirió las siguientes modificaciones en las ecuaciones (1), (2), (3):

$$q_u = \frac{2}{3}c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentación continua}) \quad (4)$$

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentación cuadrada}) \quad (5)$$

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentación circular}) \quad (6)$$

De la misma forma los factores de capacidad de carga de Terzagui N'_c, N'_q, N'_γ modificados se disponen en la siguiente tabla 13.

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Tabla 13: Factores de capacidad de carga modificados (falla por corte local) de Terzagui (N'_c, N'_q, N'_γ) para un modo de falla por corte local

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi ahora se han modificado para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación (B/L), la profundidad de empotramiento (Df) y la inclinación de la carga. Sin embargo, muchos ingenieros aún utilizan la ecuación de Terzaghi, ya que proporciona muy buenos resultados considerando la incertidumbre de las condiciones del suelo en varios emplazamientos [17].

2.1.21.7 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga ultima por el nivel freático

Las ecuaciones (1) y (2) a (6) proporcionan la capacidad de carga última con la suposición de que el nivel freático se ubica muy por debajo de la cimentación. Sin embargo, si el nivel freático está cerca de la cimentación, serán necesarias algunas modificaciones de las ecuaciones de capacidad de carga ultima. (obsérvese la ilustración 49).

Se pueden dar los siguientes casos:

Caso 1: si el nivel freático se ubica tal que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor q en la ecuación de capacidad de carga ultima toma la forma:

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$$

Donde:

γ_{sat} = peso específico saturado del suelo

γ_w = peso específico del agua

Además, el valor de γ en el último término de las ecuaciones se tiene que reemplazar por $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$.

Caso 2. Para un nivel freático ubicado tal que $0 \leq d \leq B$,

$$q = \bar{\gamma} D_f$$

en este caso, el factor γ en el último término de la ecuación de capacidad de carga última se debe reemplazar por el factor:

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma')$$

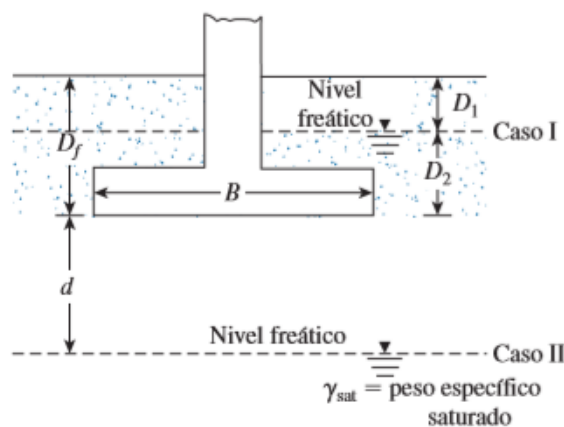


Ilustración 49: Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga ultima de Terzagui por la ubicación del nivel freático

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

Las modificaciones anteriores se basan en la suposición de que no existe una fuerza de filtración en el suelo.

Caso III. Cuando el nivel freático se ubica tal que $d \geq B$, el agua no tendrá efecto sobre la capacidad de carga última.

2.1.21.8 Variación de la posición del nivel freático y su influencia en la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales

El nivel freático varía con las estaciones climáticas (ilustración 50). En cimentaciones superficiales, la capacidad de carga última de los suelos se ve afectada por esta variación. El nivel freático más desfavorable para cimentaciones superficiales es el más cercano a la superficie. Por esta razón se debe considerar este cambio del nivel de agua durante el año, con el objetivo de establecer su cota más alta y en base a esto diseñar la cimentación respectiva [38].

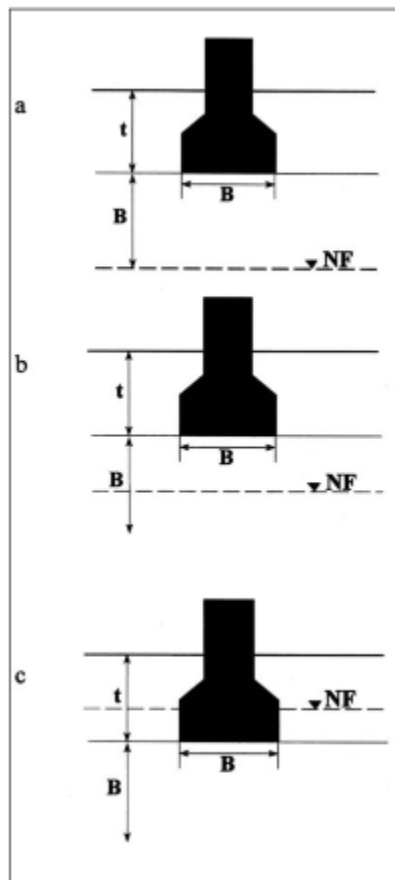


Ilustración 50: Variación del nivel freático en una cimentación
Fuente: Referencia [38]

2.1.21.9 Factor de seguridad

La NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2015; sección 4.2.1., Define que el diseño se basará en asegurar que los esfuerzos inducidos por la estructura o edificación sean menores a los esfuerzos admisibles del subsuelo durante la aplicación de la carga de servicio o trabajo. En el diseño geotécnico se utiliza un Factor de Seguridad global que considera o agrupa todas las incertidumbres asociadas en el proceso de diseño, sin distinguir si este es aplicado a la resistencia de los geomateriales o los efectos de las cargas.

Atkinson, 2007, menciona que el factor de seguridad (FS) recomendado esta entre 2,5 -3,5 y que Verdaderamente está fundamentado en controlar los asentamientos debido a eventos en el comportamiento de varios suelos [33].

El cálculo de la capacidad de carga admisible bruta de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta o sea [17]:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren emplear un factor de seguridad tal que:

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS}$$

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por área unitaria de la cimentación que puede soportar el suelo en exceso de la presión causada por el suelo circundante al nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto utilizado en la cimentación y el peso específico del suelo circundante se supone que es insignificante, entonces [17]:

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

Donde:

$q_{neta(u)}$ = capacidad de carga última

$q = \gamma D_f$

por lo tanto,

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS} \quad (7)$$

El factor de seguridad que se define por la ecuación (7) debe ser al menos de 3 en todos los casos.

2.1.21.10 Ecuación general de la capacidad de carga

Las ecuaciones de la capacidad de carga última (4), (5) y (6) de Terzagui son sólo para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares respectivamente; no abordan el caso de cimentaciones rectangulares ($0 < B/L < 1$). Además, las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (la parte de la superficie de falla marcada como GI y HJ en la ilustración 48). Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos estos factores, Meyerhof (1963) sugirió la forma siguiente de la ecuación general de la capacidad de carga

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (8)$$

En esta ecuación:

- c' = cohesión
- q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
- γ = peso específico del suelo
- B = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular)
- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga
- N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Las ecuaciones para determinar los varios factores que aparecen en la ecuación (8) se describen brevemente en las secciones siguientes. Observe que la ecuación original para la capacidad de carga última se dedujo sólo para el caso de deformación unitaria plana (es decir, para cimentaciones continuas). Los factores de forma, profundidad e inclinación de la carga son empíricos basados en datos experimentales.

Factores de capacidad de carga

La naturaleza básica de la superficie de falla en un suelo sugerida por Terzaghi ahora parece haberse confirmado por estudios de laboratorio y de campo de la capacidad de carga (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α que se muestra en la ilustración 48, CAD y ACD está más cercano a $45 + \phi'/2$ que a ϕ' . Si se acepta este cambio, los valores de N_c , N_q y N_γ para un ángulo de fricción del suelo dado también cambiarán respecto a los dados en la tabla 12. Con $\Theta = 45 + \phi'/2$, se puede demostrar que

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan \phi'} \quad (9)$$

Y

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (10)$$

La ecuación (10) para N_c la dedujo originalmente Prandtl y la ecuación (9) para N_q la presentó Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) proporcionaron la relación para N_γ como

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \quad (11)$$

En la tabla 14 se muestra la variación de los factores de capacidad de carga anteriores con los ángulos de fricción del suelo.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Tabla 14: Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhot
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

Factores de forma, profundidad e inclinación Los factores de forma, profundidad e inclinación de uso común se dan en la tabla 15.

Factor	Relación	Referencia
Forma	$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ $F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$	De Beer (1970)
Profundidad	<p>si; $\frac{D_f}{B} \leq 1$</p> <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Para $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen } \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>si; $\frac{D_f}{B} > 1$</p> <p>Para $\phi = 0$:</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Para $\phi' > 0$:</p> $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{sen } \phi')^2 \underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radianes}}$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
Inclinación	$F_{cd} = F_{qd} = \left(1 - \frac{\beta^0}{90^\circ}\right)^2$ $F_{\gamma d} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right)$ <p>β = inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical</p>	Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981)

Tabla 15: Factores de forma, profundidad e inclinación (De Beer (1970); Hansen (1970); Meyerhof (1963); Meyerhof y Hanna (1981)).

Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

2.1.21.11 Capacidad de carga última ante carga excéntrica en dos sentidos, método de Área efectiva

Considere una situación en la que una cimentación se somete a una carga vertical última $Q_{\text{últ}}$ y a un momento M , como se muestra en las ilustraciones 51a y b. Para este caso, las componentes del momento M con respecto a los ejes X y Y se pueden determinar como M_x y M_y , respectivamente. (Consulte la ilustración 51) Esta condición es equivalente a una carga $Q_{\text{últ}}$ colocada excéntricamente sobre la cimentación con $x = e_B$ y $y = e_L$ (ilustración 51d). Observe que

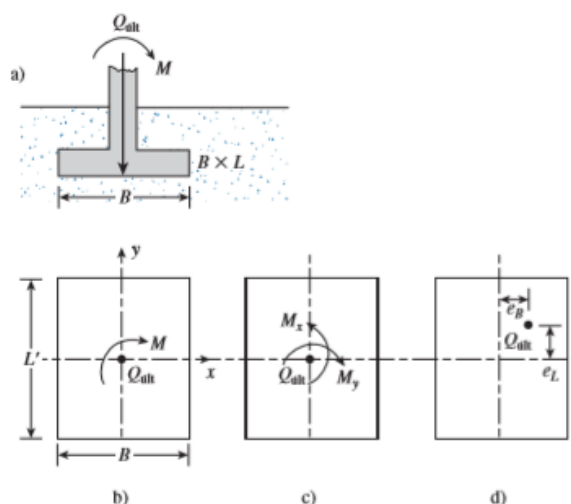


Ilustración 51: Representación gráfica de una cimentación con excentricidad en dos sentidos
Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{\text{últ}}}$$

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{\text{últ}}}$$

Si se necesita $Q_{\text{últ}}$, se puede obtener con la ecuación:

$$Q_{\text{últ}} = q'_u A'$$

donde, de la ecuación,

$$q'_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (8)$$

y

$$A' = \text{área efectiva} = B' L' \quad \text{Área efectiva}$$

$$FS = \frac{Q_{\text{últ}}}{Q} \quad \text{Factor de seguridad}$$

Igual que antes, para evaluar Fcs, Fqs y Fys (tabla 3.4), se utiliza la longitud efectiva L' y el ancho efectivo B' en lugar de L y B, respectivamente. Para calcular Fcd, Fqd y Fyd, no se reemplaza B por B' . Al determinar el área efectiva A' , el ancho efectivo B' y la longitud efectiva L' , se pueden originar cinco casos (Highter y Anders, 1985).

Caso I. $e_L/L \geq \frac{1}{6}$ y $e_B/B \geq \frac{1}{6}$. El área efectiva para esta condición se muestra en la ilustración 52.

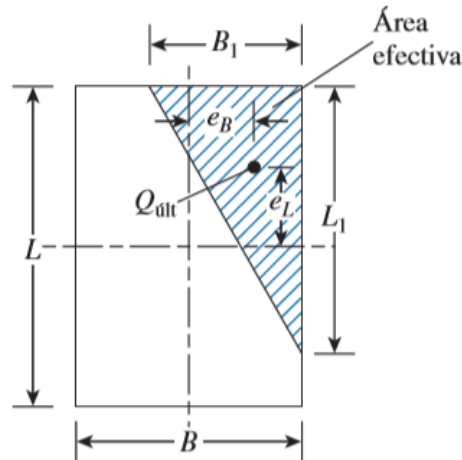


Ilustración 52: Representación gráfica del área efectiva para el caso I, donde $\frac{e_L}{L} \geq \frac{1}{6}$ y $\frac{e_B}{B} \geq \frac{1}{6}$
 Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

Donde:

$$A' = \frac{1}{2}B_1L_1$$

$$B_1 = B \left(1.5 - \frac{3e_B}{B} \right)$$

$$L_1 = L \left(1.5 - \frac{3e_L}{L} \right)$$

La longitud efectiva L' es la mayor de las dos dimensiones B_1 y L_1 . Por lo tanto, el ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L'}$$

Caso II. $e_L/L < 0.5$ y $0 < e_B/B < \frac{1}{6}$. El área efectiva para este caso, como se muestra en la ilustración 53.

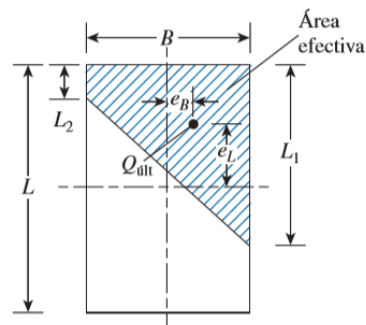


Ilustración 53: Representación gráfica para la reea efectiva para el caso II, donde $\frac{e_L}{L} < 0,5$ y $0 < \frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$
 Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

Donde:

$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B$$

Las magnitudes de L1 y L2 se pueden determinar de la ilustración 54. El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L_1 \text{ o } L_2} \quad (\text{cualquiera que sea la mayor})$$

La longitud efectiva es

$$L' = L_1 \text{ o } L_2 \quad (\text{cualquiera que sea la mayor})$$

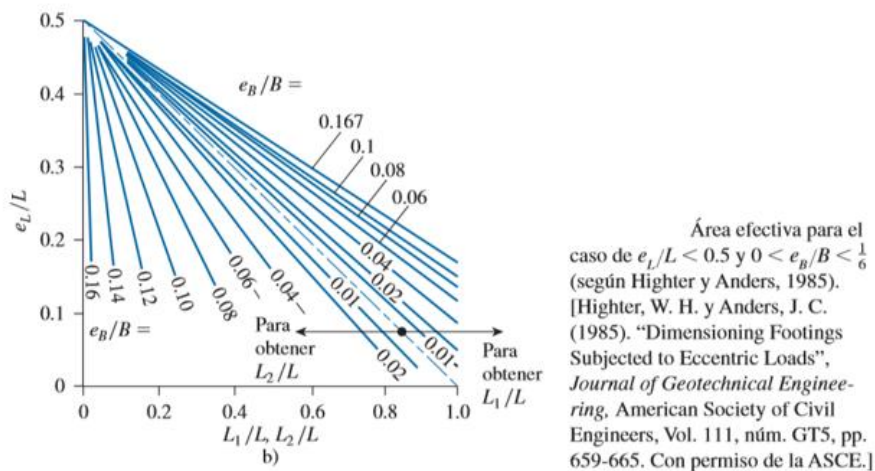


Ilustración 54: Grafica para determinar L1 y L2 en el caso II, donde $\frac{e_L}{L} < 0,5$ y $0 < \frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$
 Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

Caso III. $\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6}$ y $0 < \frac{e_B}{B} < 0,5$. El área efectiva, como se muestra en la Ilustración 55, es

$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L$$

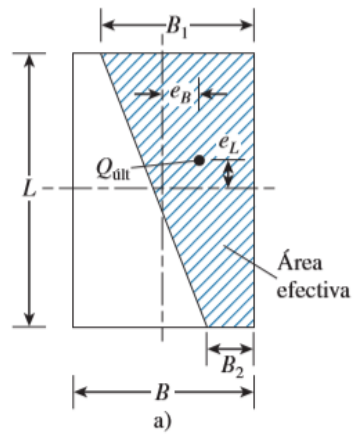


Ilustración 55: Representación gráfica del área efectiva para el caso III, donde $\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6}$ y $0 < \frac{e_B}{B} < 0,5$
 Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

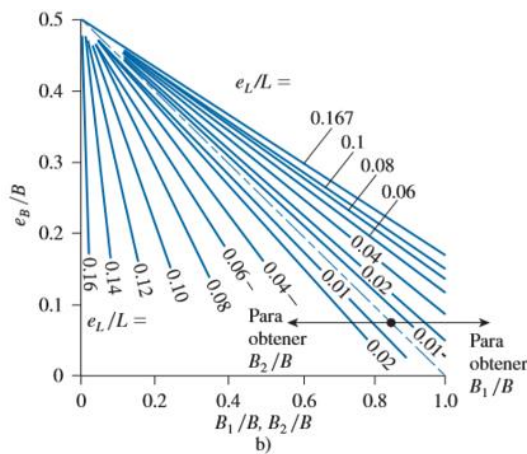
El ancho efectivo es

$$B' = \frac{A'}{L}$$

La longitud efectiva es

$$L' = L$$

Las magnitudes de B1 y B2 se pueden determinar de la ilustración 56.



Área efectiva para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $0 < e_B/B < 0.5$ (según Hightner y Anders, 1985).
 [Hightner, W. H. y Anders, J. C. (1985). "Dimensioning Footings Subjected to Eccentric Loads", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 111, núm. GT5, pp. 659-665. Con permiso de la ASCE.]

Ilustración 56: Gráfica para determinar B1 y B2 en el caso III, donde $\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6}$ y $0 < \frac{e_B}{B} < 0,5$
 Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

Caso IV. $\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6}$ y $\frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$. En la ilustración 57 se muestra el área efectiva para este caso. La relación B1/B y por consiguiente B2, se pueden determinar utilizando las

curvas $\frac{e_L}{L}$ con pendiente hacia arriba (ilustración 58). De manera similar, la relación L_2/L y, por lo tanto, L_2 se pueden determinar empleando las curvas $\frac{e_L}{L}$ con pendiente hacia abajo (ilustración 58). Entonces el área efectiva es

$$A' = L_2 B + \frac{1}{2}(B + B_2)(L - L_2)$$

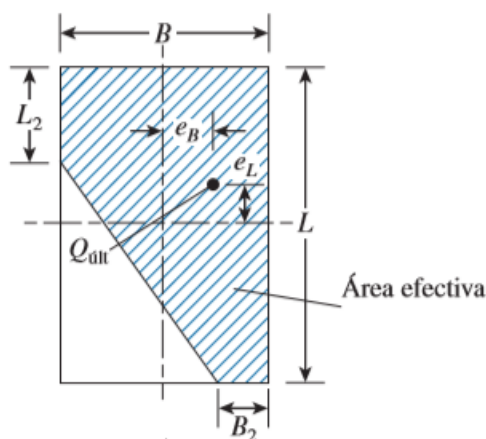
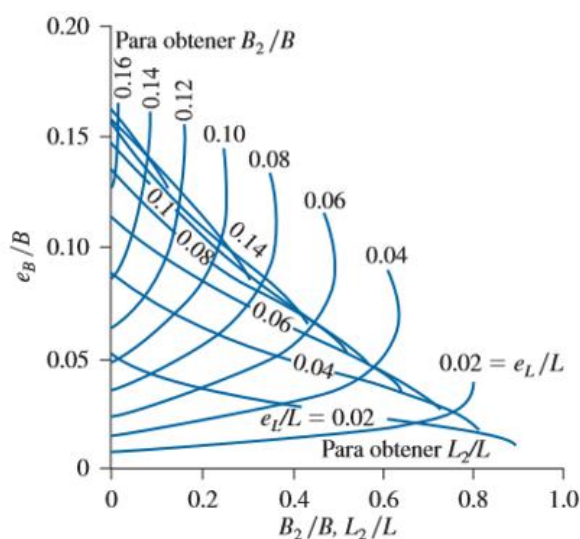


Ilustración 57: Representación gráfica del área efectiva para el caso IV, donde $\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6}$ y $\frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$
 Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012



Área efectiva para el caso de $e_L/L < \frac{1}{6}$ y $e_B/B < \frac{1}{6}$ (según Highter y Anders, 1985). [Highter, W. H. y Anders, J. C. (1985). "Dimensioning Footings Subjected to Eccentric Loads", *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, vol. 111, núm. GT5, pp. 659-665. Con permiso de la ASCE.]

Ilustración 58: Curvas para el caso IV, donde $\frac{e_L}{L} < \frac{1}{6}$ y $\frac{e_B}{B} < \frac{1}{6}$
 Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja M. Das 2012

2.1.22. Asentamientos admisibles

Las cargas de la estructura se transfieren al suelo a través de la cimentación en función de la capacidad del suelo con asentamientos tolerables por la estructura que no afecten su funcionalidad [39].

Los suelos son relativamente blandos que se deforman bajo cargas mucho más que otros materiales de la construcción como el hormigón o el acero, si las deformaciones son excesivas la estructura puede sufrir daños graves, por lo que debe mantenerse dicho asentamiento dentro de los límites tolerables. Es un planteamiento semejante con el de la limitación de las flechas en los forjados metálicos [40].

2.1.22.1 Normativa

La NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2015; sección 6.3., define que el asentamiento total a ser calculado, será el resultado de la suma de los:

- Asentamientos elásticos o inmediatos.
- Asentamientos por consolidación (primaria y secundaria).
- Asentamientos inducidos por sismos

La NEC-SE-GC-Geotécnia-y-Cimentaciones 2015; sección 6.3.4., define los asentamientos tolerables para las edificaciones. En términos del asentamiento promedio total que experimente la cimentación de una estructura durante un lapso de 25 años:

- Se considera las cargas muertas de servicio y 50% de cargas vivas máximas.
- Para construcciones aisladas 20 cm.
- Para construcciones entre medianeros 10 cm.

En la actualidad se dispone de varios métodos que permiten determinar los asentamientos permisibles en cimentaciones superficiales, pero en este no es el caso de este proyecto, por esta razón solamente definiremos los asentamientos que se dan durante, después y en un periodo de tiempo de la estructura.

2.1.22.2 Asentamiento elástico o inmediato

Se da en la fase de construcción de la estructura o inmediatamente después de ella. Estos asentamientos son determinados con la aplicación de métodos basados en la teoría elástica, a pesar de que los suelos no son elásticos ni homogéneos, pero los métodos elásticos permiten estimar el asentamiento del suelo en esta fase mencionada, con un nivel aceptable respaldados en diseños anteriores [17], [3], [39].

2.1.22.3 Asentamiento por consolidación

Para entender el proceso de consolidación refirámonos a las arcillas, estas son tan impermeables que el agua está casi prisionera en los poros. Cuando se incrementa un incremento de carga, el agua intersticial no puede escapar inmediatamente. Como las partículas de arcilla tienden a juntarse entre sí se desarrolla presión en el agua de los poros, de la misma manera que se produce en el aceite que llena un gato hidráulico, cuando se le coloca un peso en el pistón. Esta presión tiende a expulsar el líquido [41]. Este asentamiento se desarrolla en un periodo de tiempo. Considerándose en dos fases: primaria y secundaria

Primaria: Originándose un cambio de volumen por la evacuación gradual del agua de los poros o vacíos de suelos arcillosos (poco permeable) sumergidos en agua.

Secundaria: por el deslizamiento y la reorientación de las partículas del suelo ante una carga sostenida.

Estos tres tipos de asentamientos son característicos de arcillas y limos plásticos saturados, a diferencia de los suelos no saturados como arenas y suelos granulares, en los que la presión intersticial se disipa casi instantáneamente, los asentamientos son rápidos y de tipo predominantemente elástico [40].

Para el cálculo de asentamientos de cimentaciones (tanto elástico como por consolidación), se requiere estimar el incremento del esfuerzo vertical en la masa de suelo debido a la carga neta aplicada sobre la cimentación [17].

2.1.22.4 Asentamientos inducidos por sismos

Los sismos transmiten cargas laterales a las estructuras y está a la vez las transfiere a al suelo por medio de su cimentación. En esta interacción suelo estructura tiene que ver un equilibrio con las deformaciones del suelo. Surgiendo la necesidad de determinar las presiones de apoyo y asentamientos admisibles y su transferencia con los elementos mecánicos de la cimentación. Para el análisis y determinación de estas solicitaciones por la interacción suelo-estructura se consideran procesos complejos y amplios, en la cual se considera la rigidez tanto de la superestructura, cimentación y el

suelo. Por esta complejidad que involucran los tres elementos se requiere sistemas informáticos que integren las cargas estáticas y dinámicas [42].

La energía dinámica de un sismo se transfiriere a la superestructura por medio de su cimentación y a su ve la cementación disipa esta energía al suelo, esta trasferencia de energía se le llama interacción suelo estructura [5].

2.1.23. Mejoramiento de suelos

Higuera et al, 2012, define que los suelos que en ocasiones se presentan en cimentaciones están formados de granos finos y pocos granos gruesos, por esta razón retiene agua, que en términos de ingeniería se traduce baja capacidad de carga y mucho asentamiento por su cambio de volumen [43].

En ciertos casos al proyectar la cementación superficial de una edificación, nos encontramos con suelos de características mecánicas inferiores a las requeridas, por ejemplo, las arcillas de alta compresibilidad, arenas sueltas, limos y suelos cohesivos blandos. En este caso una alternativa seria un mejoramiento de suelo, mejorando su capacidad portante y reducir los asentamientos totales y diferenciales [44].

Los suelos mencionados anteriormente son propensos a fallar, para evitar esto requiere la intervención de un método de mejoramiento, la opción utilizada en estos casos es la implementación de una capa de material graduado como grava, arena y finos, y su debida compactación, de este modo el suelo se densifica. [43].

El termino técnico de este material de mejoramiento es definido como subbase III.

Aplicando un proceso eficiente y práctico para sustituir los suelos flojos por materiales más rígidos y resistentes. En su volumén y ubicación necesaria [44].

En este suelo de mejoramiento la resistencia a la deformación está determinada exclusivamente por el rozamiento de los agregados.

En la siguiente tabla 16 se detalla las características de los suelo aptos y no aptos para la construcción.

Criterio utilizado	Adecuado para construir	No apto para construir
Granulometría/textura	Gruesas	Finas
Color del suelo	Gris	Rojo, amarillo, blanco.
Forma de las partículas	Angulosas	Redondeadas
Peso unitario	Pesado	Liviano
Granulometría	Varios tamaños	Homogéneo
Preconsolidación	Compacto y firme	Blando o suelto
Nivel freático	Sin agua o profunda	Superficial
Plasticidad	No plástico	Plástico
Expansión	No expansivo	Expansivo
Dispersión	No dispersivo	Dispersivo
Colapsable	Estable	Colapsable
Material orgánico	Sin material orgánico	Con material orgánico

Tabla 16: Características de los suelos aptos y no aptos para la construcción
Fuente: <https://www.slideshare.net/fredyteran/suelos-para-construir>

La compactación de suelos y materiales estabilizados es el proceso por el cual se obliga a las partículas a ponerse más en contacto unas con otra. Se realiza generalmente por medios mecánicos, produciéndose la expulsión del aire de los poros. La compactación se mide cuantitativamente por la densidad seca del suelo (peso de las partículas sólidas del suelo por unidad de volumen. La humedad del suelo es el peso del agua que contiene, expresado con respecto al peso del suelo seco. La densidad seca se puede determinar entonces, a partir de determinar la densidad húmeda del suelo y su porcentaje de humedad [45].

$$\text{Densidad seca} = \frac{\text{densidad húmeda}}{1 + \% \text{ de humedad}}$$

R. R. Proctor hacia 1933, propone un ensayo empírico de compactación en laboratorio. Para un determinado trabajo de compactación, relaciona la densificación de los suelos con el contenido de humedad (ilustración 59). Actualmente tal ensayo se encuentra normalizado con algunas variantes. Permite obtener resultados reproducibles que ofrecen la posibilidad de emplearlos como referencia de control de densificación en obra. Las variables que entran en juego son [45]:

- a) Energía por unidad de volumen de suelo compactado, en el trabajo mecánico de compactación, en Kg. cm/cm³. Trabajo logrado mediante impactos de un pisón.
- b) Composición en volumen de las distintas fases: partículas del suelo, aire y agua.
- c) Naturaleza del suelo y la proporción de partículas gruesas.

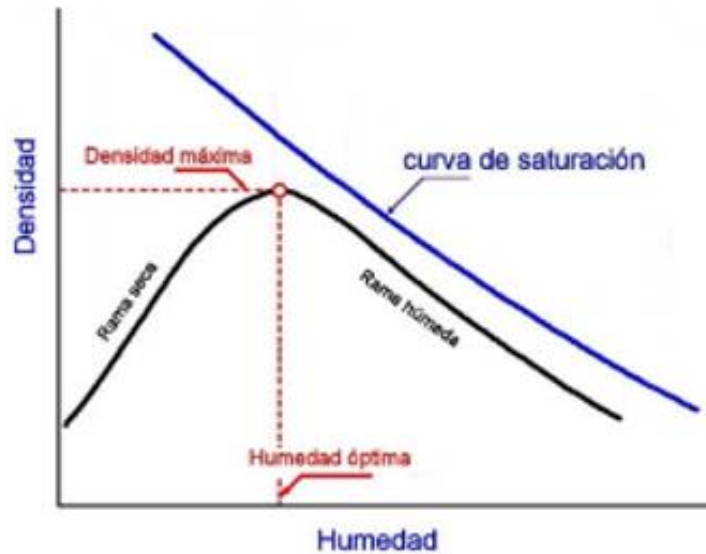


Ilustración 59: Curva de compactación
Fuente: Referencia [45]

2.1.23.1 Características mecánicas del material de mejoramiento en canteras de la provincia del Oro.

En la tabla 17 se describen 3 canteras alternativas de suelos aptos para mejoramiento(subbase), junto con sus propiedades mecánicas y clasificación.

DESCRIPCION DE MATERIAL POR CANTERA														
Cantera	Granulometria				Límites de consistencia			Clasificación			Ensayo PROCTOR T-180 (C)			CBR
	Porcentaje pasante por tamiz				Limite líquido	Limite plástico	Indice plástico	Indice de grupos	AASHTO	SUCS	γ _d max (kg/m ³)	%W opt.	%	
	Nº4	Nº10	Nº40	Nº200										
Calichana	42,34	33,37	17,46	1,68	23,4	17,89	5,51	0	A1a	GP	2258	7,5	68	
Jubones	66,53	61,93	24,99	1,16			NP	0	A3	GP	2070	7,3	68	
Chaguana	36,38	30,95	15,34	8,31	29	18,45	10,55	0	A-2-4	GW-GC	2061	7,5	59	

Tabla 17: Características mecánicas del material de mejoramiento en canteras de la provincia del Oro
Fuente: Tesis; Estudio de suelos para la red vial de Machala, Freddy Espinoza Urgilés

el material a utilizar en este proyecto es el resaltado con el cuadro rojo. Las propiedades mecánicas de los suelos de mejoramiento descritos en la tabla 17 son resultados obtenidos con los respectivos ensayos en laboratorio.

Estos suelos de mejoramiento alcanzan su densidad máxima con una distribución granulométrica formada por una parte de grava arena y finos que son compactados con una respectiva humedad. Dicha granulometría se anexará en la parte final de este escrito.

Es recomendable antes de poner la capa de mejoramiento poner una capa de piedra bola de 20cm y compactada compacta con material graduado (grava, arena y finos), de esta forma no permitimos que el nivel freático no hacienda e influya en capa de mejoramiento.

Otra característica mecánica útil del suelo de mejoramiento es el ángulo de fricción(rozamiento) interna.

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física [46]:

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \text{Tan } \phi$$

El ángulo de fricción en suelos granulares secos coincide con el ángulo de reposo ilustración 60. Todos los suelos poseen fricción. Sin embargo, a los suelos arcillosos con fricción muy baja o despreciable, se les denomina suelos cohesivos ($\phi= 0$) [46].

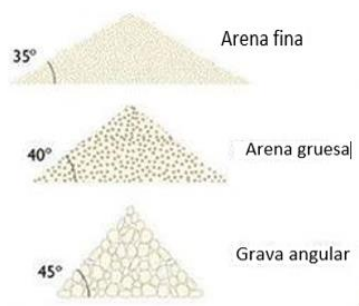


Ilustración 60: Ángulo de reposo de suelos granulares
Fuente: <https://www.pinterest.com/pin/553942822896891218/>

El ángulo de fricción (ϕ) depende de una gran cantidad de factores; algunos de los más importantes son:

- Tipo de mineral constitutivo de las partículas.
- Tamaño de los granos o partículas. A mayor tamaño de partículas, mayor es ϕ .
- Forma de los granos o partículas. ϕ es mayor para partículas angulosas.
- Distribución de los tamaños de granos o partículas. En los suelos bien graduados, ϕ es mayor que en los suelos uniformes.

- Fábrica o microestructura (organización de las partículas).
- Densidad.
- Permeabilidad (Facilidad de drenaje).
- Presión normal o de confinamiento.
- Presión de preconsolidación.
- Aunque a veces existe una componente cohesional brindada por los finos plásticos del material.

El ángulo de fricción es el resultado de la combinación de todos los factores. Por ejemplo, el ángulo de fricción es mayor al aumentar la densidad, pero si las presiones normales son muy altas, el ángulo de fricción tiende a disminuir. En arcillas, el ángulo de fricción depende de las condiciones de preconsolidación [46].

Duncan y Wright, 2005, define que los resultados de la resistencia al cortante de los suelos granulares también es afectado por el tamaño de la muestra en los ensayos. El diámetro de la muestra para los ensayos triaxiales, debe ser al menos de 6 veces el tamaño de la partícula más grande de suelo, a fin de evitar resultados erróneos [46].

No es posible obtener muestras inalteradas de suelos granulares naturales, Debido a esto, es muy común que la resistencia de los depósitos de suelos granulares se obtenga de ensayos de campo como el ensayo de penetración estándar (SPT) y el ensayo de cono (CPT) [46].

Curvatura de la Envolvente de Resistencia en Suelos Granulares

La envolvente de falla para un suelo granular generalmente no es recta sino curva ilustración 61. Si se analizan los cuatro círculos de Mohr de la ilustración, se puede determinar cuatro valores de ϕ' , uno para cada ensayo triaxial. A mayor presión de confinamiento, el ángulo de fricción ϕ' es menor [46].

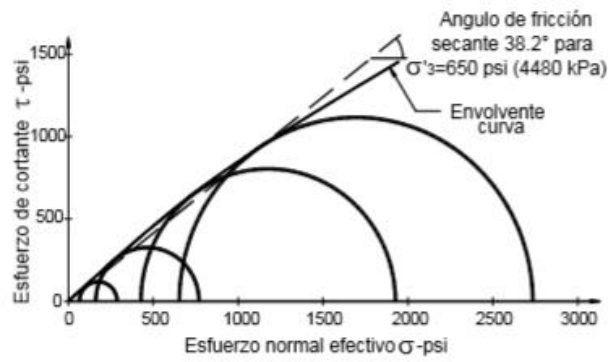


Ilustración 61: Círculo de Mohr para esfuerzos de cortante a la falla y envolvente de falla para ensayos triaxiales en material granular
Fuente: Referencia [46]

Las características de la resistencia de todos los tipos de material granular (arenas, gravas y enrocados) son muy similares. Generalmente, los suelos granulares son completamente drenados en el campo, debido a que sus permeabilidades son altas. Las partículas granulares no se adhieren la una a la otra y las envolventes de resistencia efectiva al cortante, pasan por el origen del diagrama de esfuerzos de Mohr [46].

La resistencia al cortante de los materiales granulares puede caracterizarse por la siguiente ecuación:

$$s = \sigma' \tan \phi'$$

Donde s es la resistencia al cortante, σ' es el esfuerzo normal efectivo sobre el plano de falla y ϕ' es el ángulo de fricción interna para esfuerzos efectivos. La medición de las resistencias drenadas permite estimar el valor de ϕ' . Los suelos no cohesivos como la grava, arena, y limos no plásticos, tienen una envolvente de falla que pasa por el origen; esto equivale a que $c' = 0$. Los valores de ϕ' varían de 27 a 48 grados, dependiendo de varios factores (Tabla 18) [46].

Descripción	Valores de ϕ en estado		
	Suelto	Medio	Denso
Limos no plásticos	26-30	28-32	30-34
Arena uniforme fina a media	26-30	30-34	32-36
Arena bien gradada	30-40	34-40	38-46
Arena y grava	32-36	36-42	40-48

Tabla 18: Ángulos de reposo de varios suelos conocidos
Fuente: Referencia [46]

Existen además otra clasificación de materiales de mejoramiento usados en carretera, pero sus propiedades mecánicas de resistencia que alcanza al re compactados con una humedad óptima, los podemos aplicar también para mejoramiento en cimentaciones.

El relleno de material de mejoramiento se hace con piedras de diámetro definido. Esta capa de mejoramiento se la conoce como 'sub base' y se divide en clases (clase 1, 2 y 3) según la granulometría de las piedras (ilustración 62).

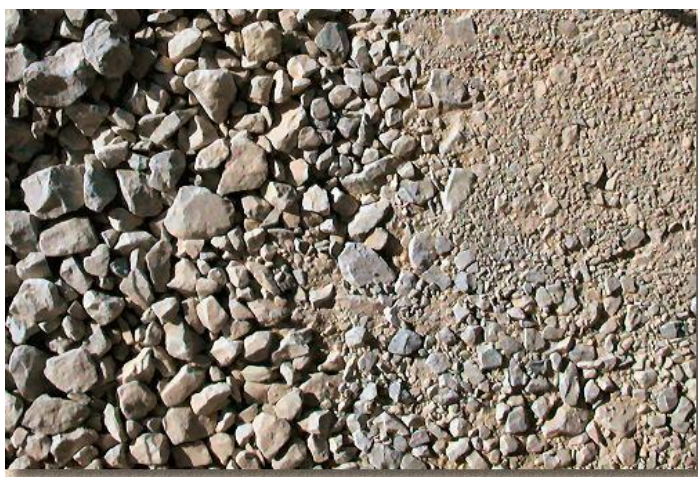


Ilustración 62: Material de subbase

Fuente: <https://www.manualdeobra.com/blog/2015/10/20/clases-de-sub-bases-granulares>

"La sub base está formada por agregados gruesos, obtenidos mediante trituración o cribado de gravas o yacimientos cuyas partículas estén fragmentadas naturalmente, mezclados con arena natural o material finamente triturado para alcanzar la granulometría especificada".

Las especificaciones técnicas de un proyecto(carreteras) definen la sub base a emplearse de acuerdo a los estudios de suelo que se efectuaron previamente. En la siguiente tabla vemos la clasificación de los tres tipos de sub bases granulares (tabla 63).

CARACTERÍSTICAS Y TIPOS DE SUB BASES GRANULARES			
TAMIZ	PORCENTAJE EN PESO QUE PASA A TRAVÉS DE LOS TAMICES DE MALLA CUADRADA		
	CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3
3" (76,2 mm)	-	-	100
2" (50,4 mm)	-	100	-
1 1/2 (38,1 mm)	100	70 - 100	-
Nº 4 (4,75 mm)	30 - 70	30 - 70	30 - 70
Nº 40 (0,425 mm)	10 - 35	15 - 40	-
Nº 200 (0,075 mm)	0 - 15	0 - 20	0 - 20

Ilustración 63: Clasificación de los 3 tipos de subbase por medio de granulometría especificada
Fuente: <https://www.manualdeobra.com/blog/2015/10/20/clases-de-sub-bases-granulares>

Tipo de roca	Peso unitario seco kN/m ³	Angulo de fricción (°)
Rocas ígneas duras: granito basalto	25-30	35-45
Rocas metamórficas: cuarcita, neiss, pizarras.	25-28	30-40
Rocas sedimentarias duras: caliza, dolomita, arenisca.	23-28	35-45
Rocas sedimentarias blandas: arenisca, lutitas, limolitas.	17-23	25-35

Tabla 19: Angulo de reposo o fricción interna de algunas rocas (Hoek, Bray, 1981)
Fuente: file:///C:/Users/USUARIO%20PC/Downloads/363681785-ROTURA-en-CUNA-Angulo-de-Friccion-y-Cohesion-de-Rocas-y-Suelos.pdf

Los valores promedios de los materiales a utilizar en este proyecto están resaltados con cuadro rojo.

2.1.24. Elaboración de modelo de Proceso constructivo

En todo proyecto de construcción de una obra civil se diseña un proceso constructivo lógico secuencial de cada fase de la obra que optimice los recursos, tiempos y costos. Este proceso está en función volúmenes de obra, rendimiento del personal, costos y sistemas de seguridad industrial entre otros [47].

En la construcción de un proyecto civil interviene varios recursos, que están en función de los costos y el tiempo, una alternativa practica para programar todos los recursos

en el desarrollo de cada actividad del proyecto son las herramientas informáticas, minimizando así las incertidumbres [48].

Para la programación de obra de una cimentación de un edificio de 3 planta se desarrolló un proceso como se detalla en la ilustración 64, y con la ayuda practica de un software Project que facilita diseñar un modelo lógico para el desarrollo de cada actividad de la obra dentro de los tiempos requeridos.

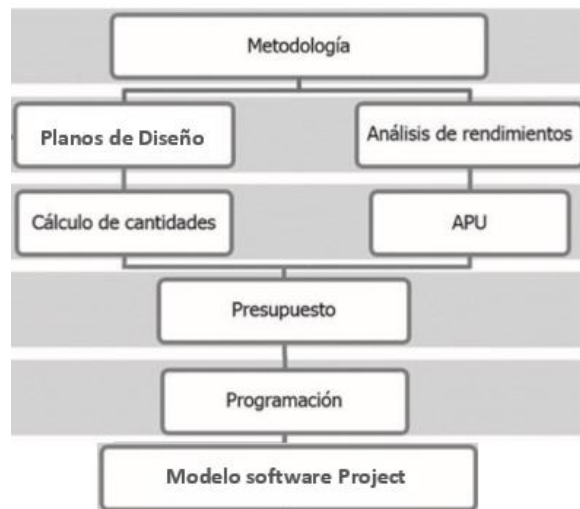


Ilustración 64: Diagrama ilustrativo de los pasos para elaborar un programa de obra civil
Fuente: Referencia [47]

Antes de la ejecución de una obra se da la posibilidad de comparar entre los equipos a utilizar, como es el caso de las maquinas sus costos son mayores pero ciertos casos en más conveniente por los volúmenes de obra que ejecuta y en menos tiempo resultando más conveniente [48].

2.2. Pre factibilidad.

En base al trabajo investigativo del suelo en la zona de estudio, se observa que los estratos y nivel freático del suelo no son continuos de un punto a otro, variando sus propiedades mecánicas. Por esta razón la cimentación está condicionada por el suelo de emplazamiento.

Entonces para el aprovechamiento espacios en sentido verticales es determinate un estudio de suelos que permita definir el tipo de cementación, desde el punto de vista funcional, económico y constructivo.

2.3. Factibilidad.

Para definir el tipo de cimentación adecuada para una edificación de 3 plantas que es el ejemplo de este proyecto, es conveniente compara el comportamiento de las diferentes opciones de cimentaciones superficiales con las propiedades mecánicas del suelo obtenidas en este estudio de suelo que comprende este proyecto y de esta manera definir la cimentación que compatible con los requerimientos de la edificación. Evitando de esta manera sobredimensionar en todo lo aspectos.

2.4. Identificación de la alternativa de solución viable para su diseño.

Para este proyecto hemos considerado una edificación de 3 plantas tipo residencial(ilustración66-67) que se construyó en la Cdl. La Roldós, en el cantón Machala, en la dirección 17 ava Sur entre 4ta y 5ta Este (ilustración 64).

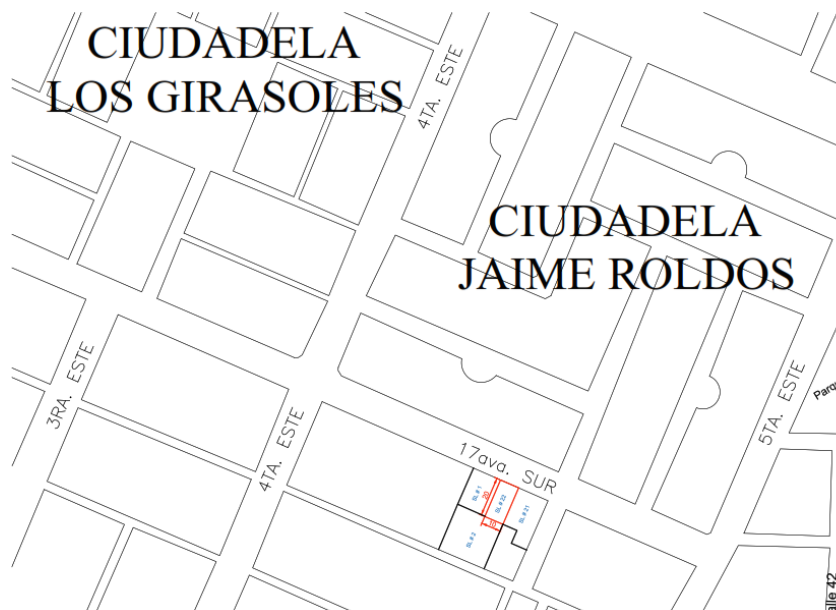
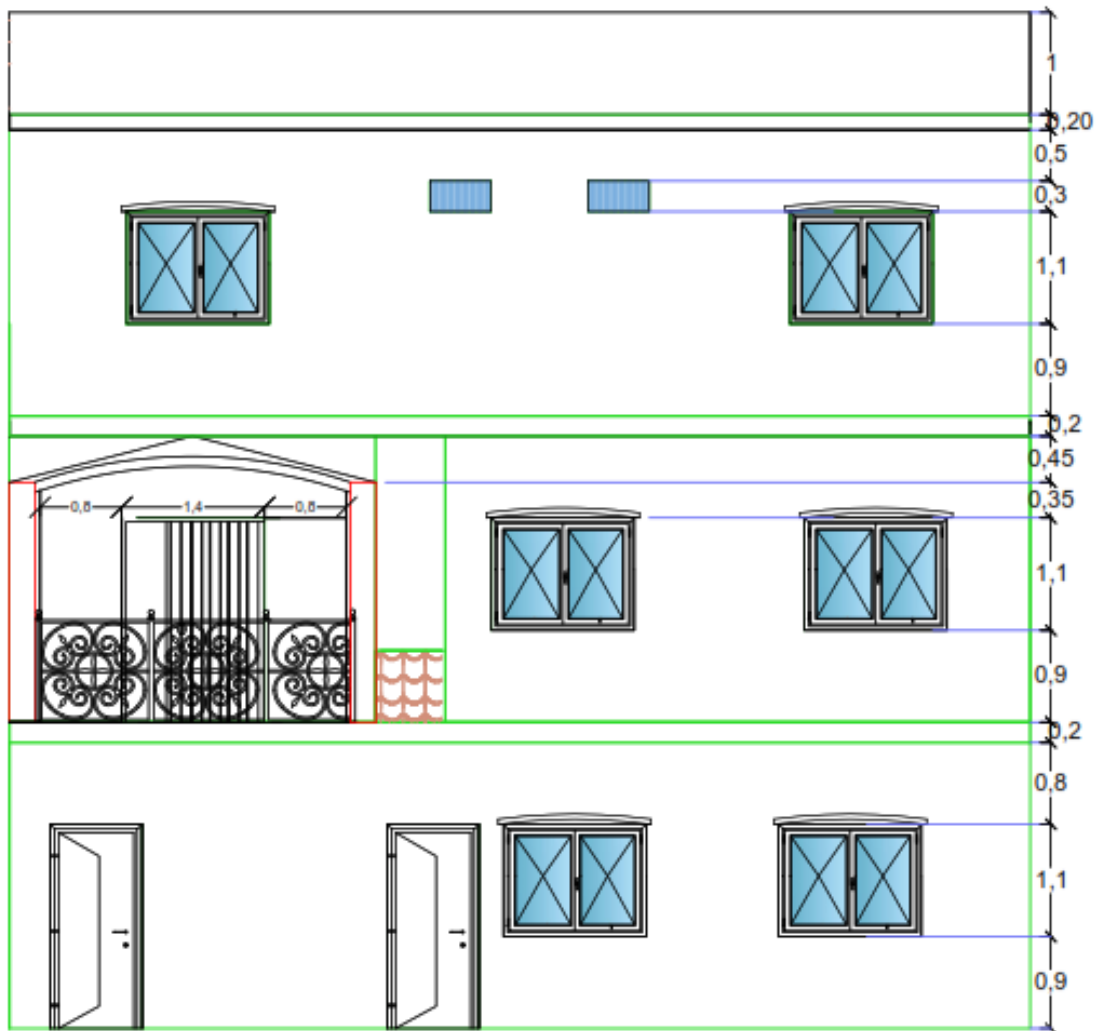


Ilustración 65: Ubicación edificación 3 plantas
Fuente: Autor

Si dicha edificación se cimentara en los 4 suelos caracterizados por los sondeos realizados en este proyecto, que tipo de cimentación sería la adecuada, desde el punto de vista económico y construable y funcional. Para aquello realizaremos el siguiente análisis.



FACHADA FRONTAL
ESCALA: 1:60

Ilustración 66: Fachada frontal edificación 3 plantas
Fuente: Autor

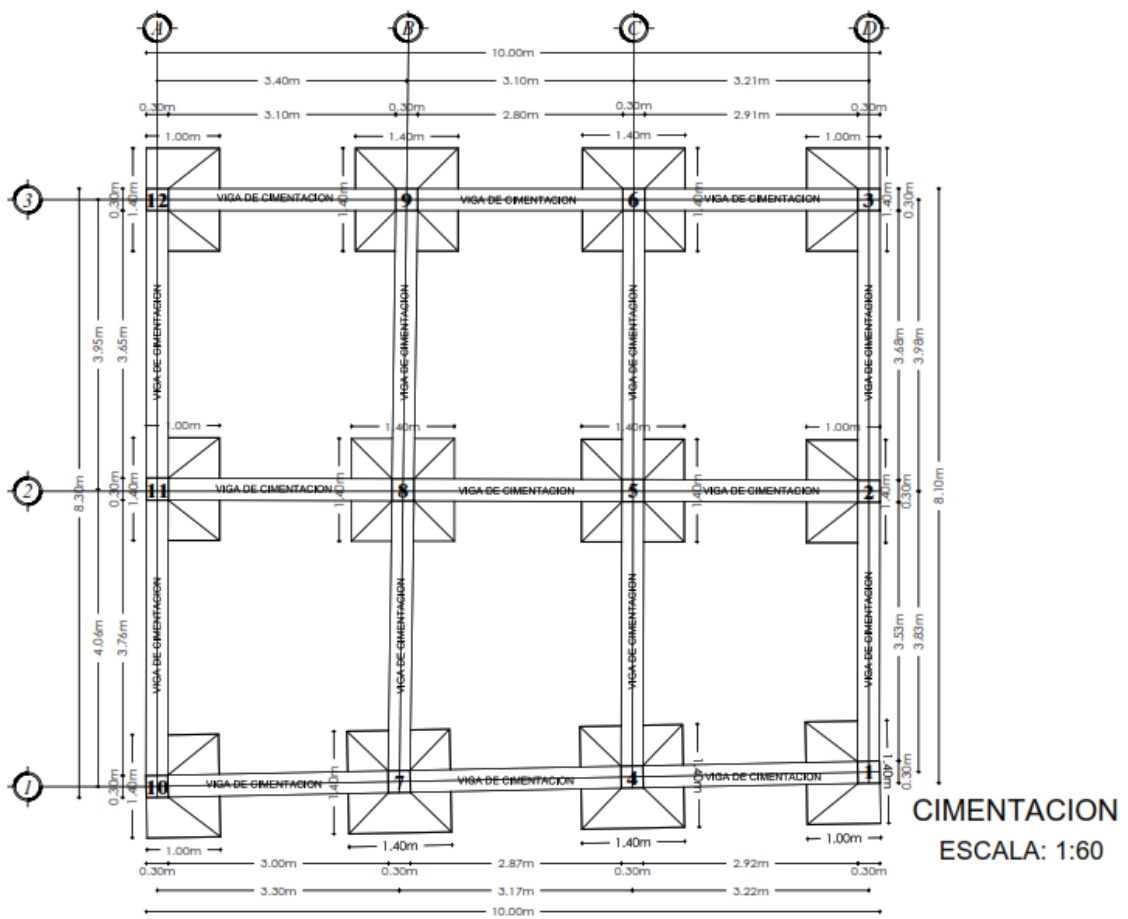


Ilustración 67: Vista en planta de una edificación de 3 plantas
Fuente: Autor

De una evaluación de cargas muertas y vivas mayorizadas se ha determinado la carga axial que se dan en cada columna (Tabla 19) de la edificación mencionada. El análisis estructural no es el caso de este proyecto solo se han tomado las cargas axiales en cada columna, para determinar qué alternativa de cimentación es viable para este ejemplo respecto a los 4 tipos de suelo definidos por los 4 sondeos.

COLUMNA DESCRIPCIÓN	CARGA PUNTUAL
	Ton
1	33,78
2	38,56
3	34,8
4	35,88
5	72,45
6	35,9
7	36,40
8	70,4
9	36,88
10	34,65
11	37,8
12	33,56
PESO DEL EDIFICIO(Ton)	501,06

Tabla 20: Carga axial y por columna de la edificación de 3 plantas y su peso total
Fuente: Autor

Prediseño

Para un prediseño se consideramos la carga axial más desfavorable que se da en las columnas, comúnmente las columnas más cargadas son las centrales o las que están entre los vanos con luz mayor. Siendo la columna 5 la más cargada con 72,45 Ton.

Lo que sería igual decir que la columna 5 ejerce una carga (P) por área unitaria de 72,45Ton/m² al suelo.

Resultados de los sondeos							
Sondeo 1		Sondeo 2		Sondeo 3		Sondeo 4	
φ°	qu(kg/cm ²)	φ°	qu(kg/cm ²)	φ°	qu(kg/cm ²)	φ°	qu(kg/cm ²)
5	0,25	5	0,29	5	0,13	6	0,42

Ahora si nos damos cuenta la capacidad de carga ultima de estos suelos respecto a cada sonde son inferiores al requerido por la columna más cargada.

Donde:

Sondeo 1 2,5Ton/m² > 72,45Ton/m²
Sondeo 2 2,9Ton/m² > 72,45Ton/m²
Sondeo 3 1,3Ton/m² > 72,45Ton/m²
Sondeo 4 4,2Ton/m² > 72,45Ton/m²

En estos casos se debería mejorar el suelo, para el mejoramiento realizamos el sí procedimiento:

Comencemos con procedimiento de mejoramiento para el suelo del sondo 1:

Del estudio de suelos se tiene que a los 2m de profundidad presenta las siguientes características:

IP = 22,9
qu = 2,5Ton/m²
γ = 1,56kg/m³
LL = 49,80
N.F. = 2,5m

Cálculo de la profundidad de desplante, Carlos Crespo Villalaz propone la siguiente expresión:

$$Df = \frac{(0,827 - 0,01698 IP)IP - 4}{\gamma_n}$$

$$Df = \frac{(0,827 - 0,01698 * 22,9) * 22,9 - 4}{1,56 \text{Ton/m}^3} = 3,8\text{m}$$

De acuerdo al resultado nuestra cimentación tendría que plantarse a 3,8m, pero para contrarrestar este, consideremos un desplante de 1,5m y analicemos si este es suficiente con el mejoramiento.

Mejoramiento de suelo

*Material: piedra bola
En 2 capas de 0,2m*

*Df = 0,8m
φ = 32°
γ = 2,5Ton/m³
B = 1m Se asume para el análisis
C = 0*

Cálculo de la capacidad última del suelo

De acuerdo a su índice de compresibilidad

$$C_c = 0,009(LL - 10) = 0,009(49,80 - 10) = 0,36$$

Baja compresibilidad 0.0 < C_c < 0.19

Madia compresibilidad 0.20 < C_c < 0.39

Alta compresibilidad C_c > 0.40

Estos suelos son de mediana compresibilidad y para los mismo es recomendable utilizar zapata continúa rigidizadas con vigas en una o más direcciones para mantener los asentamientos dentro de ciertos límites.

Cálculo de la capacidad portante del suelo- método de Terzagui para una zapata continua

$$q_u = C_{Nc} + \gamma D_f N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$$

$$N_c = 44,04$$

$$N_q = 28,52$$

$$N_\gamma = 26,87$$

$$q_u = 0 + \frac{2,5 \text{Ton}}{\text{m}^2} * 0,8 \text{m} * 28,52 + 0,5 * \frac{2,5 \text{Ton}}{\text{m}^2} * 1 * 26,87 = 91 \text{Ton/m}^2$$

Material: material de mejoramiento subbase 3 – cantera Calichana

$$D_f = 0,3 \text{m}$$

$$\phi = 18^\circ$$

$$\gamma = 2,26 \text{Ton/m}^3$$

$$B = 1 \text{m} \quad \text{Se asume para el análisis}$$

$$C = 0,5 \text{Ton/m}^2$$

$$q_u = C_{Nc} + \gamma D_f N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$$

$$N_c = 15,12$$

$$N_q = 6,04$$

$$N_\gamma = 2,59$$

$$q_u = \frac{0,5 \text{Ton}}{\text{m}^2} * 15,12 + \frac{2,26 \text{Ton}}{\text{m}^2} * 0,3 \text{m} * 6,04 + 0,5 * \frac{2,26 \text{Ton}}{\text{m}^2} * 1 * 2,59 = 15 \text{Ton/m}^2$$

Entonces sumando estas las 2 capacidad de cargas ultima de los 2 mejoramientos, tenemos:

$$91 \text{Ton/m}^2 + 15 \text{Ton/m}^2 = 106 \text{Ton/m}^2$$

$$106 \text{Ton/m}^2 > 72,45 \text{Ton/m}^2$$

Diseño de la Zapata continua

*Como se consideró un acho de zapata de $B = 1 \text{m}$, el diseño lo hacemos por franja unitaria de $1 \text{m} * 1 \text{m}$.*

Datos:

$$P = 72,45 \text{Ton/m}^2 \quad \text{Columna más cargada}$$

$$R_t = 106 \text{Ton/m}^2 \quad \text{Carga última del mejoramiento total}$$

$$f'_c = 210 \text{kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{kg/cm}^2$$

$$F_c = 1,40 \text{ factor de mayorización por momento}$$

Carga ultima que actúa en la columna

$$P_u = F_c * P$$

$$P_u = 1,4 * 72,45 \text{Ton/m}^2$$

$$P_u = 101,43 \text{Ton/m}^2$$

Area de la zapata

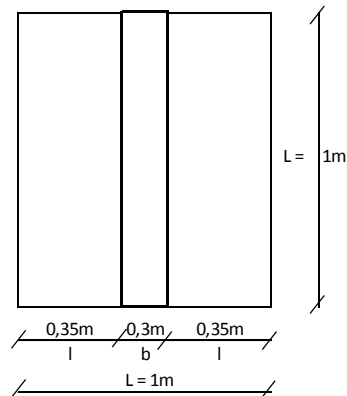
$$A = \frac{PU}{Rt} \quad A = \frac{101,43 \text{Ton/m}^2}{106 \text{Ton/m}^2}$$

$$A = 0,96 \text{ m}^2 \approx 1 \text{ m}^2$$

Longitud de la cimentación

$$L \sqrt{A} \quad L = \sqrt{1} = 1 \text{ m}$$

Momento flexionante



$$W = Rt * L$$

$$W = (106 \text{Ton/m}^2) * 1 \text{ m}$$

$$W = 106 \text{Ton/m}$$

$$l = \frac{L-b}{2} = \frac{1 \text{ m} - 0,3 \text{ m}}{2} = 0,35 \text{ m}$$

$$M = \frac{W * l^2}{2} = \frac{\left(\frac{106 \text{Ton}}{\text{m}^2}\right) * (0,35 \text{ m})^2}{2} = 6,5 \text{Ton-m}$$

Peralte de la zapata continua

relación entre esfuerzo promedio y esfuerzo que produce la rotura
Para valores de $f'c$ comprendidos entre 28 y 56 MPa

$$\alpha = 0,72 - (0,04 * (f'c - 28)/7)$$

$$\beta = 0,425 - (0,025 * (f'c - 28)/7)$$

$$\alpha = 0,72 - (0,04 * (21 - 28)/7) = 0,76$$

$$\beta = 0,425 - (0,025 * (21 - 28)/7) = 0,45$$

Cuantía máxima y balanceada

$$\rho_b = 0,59 * \left(\alpha * \frac{f'c}{fy}\right)$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,43 * \left(\alpha * \frac{f'c}{fy}\right)$$

$$\rho_b = 0,59 * \left(0,76 * \frac{21}{420}\right) = 0,0224$$

$$\rho_{\max} = 0,43 * \left(0,76 * \frac{21}{420}\right) = 0,0163 \quad \text{para determinar el peralte lo hacemos en base a la cuantía max.}$$

$$R = \rho f'c \left[1 - \left(\frac{\beta}{\alpha} * \rho * \frac{fy}{f'c}\right)\right] \quad \text{factor de resistencia a la flexión}$$

$$R = 0,0163 * 420 \left[1 - \left(\frac{0,45}{0,76} * 0,0163 * \frac{420}{21}\right)\right]$$

$$R = 5,525 \text{Mpa} = 552,5 \text{Ton/m}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{Mn}{Rb}} \quad Mn = Mu/\phi \quad \phi = 0,9$$

$$d = \sqrt{\frac{6,5/0,9}{552,5 * 1}} = 0,114 \text{m} \approx 13 \text{cm}$$

Como la NEC-SE-GC, recomienda un peralte mínimo de 15cm

Armado de refuerzo mínimo

$$A_{\min} = 0,0018 * b * d \quad \text{ACI 8.6.1.1}$$

$$A_{\min} = 0,0018 * 100 \text{cm} * 27,4 \text{cm}$$

$$A_{\min} = 4,93 \text{cm}^2$$

Acero requerido

$$A_s = 0,85 * \frac{f'c * L * d}{fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M}{0,85 * \phi * f'c * L * d^2}}\right)$$

$$A_s = 0,85 * \frac{210 * 100 * 15}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 6,5 * 1000 * 100}{0,85 * 0,9 * 210 * 100 * 15^2}}\right)$$

$$A_s = 12,75 \text{cm}^2 = 1275 \text{mm}^2$$

Como el acero requerido es mayor que el acero mínimo se usara el acero requerido

$$A_s = 1275 \text{mm}^2 \approx 9\phi 14 \text{mm}$$

En cimentaciones una alternativa para reducir los costos por acero, es aumentar el peralte, absorbiendo esa diferencia de cortante el hormigón. Entonces tenemos lo siguiente:

Utilizamos un peralte de 30cm

$$A_s = 0,85 * \frac{210 * 100 * 30}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 6,5 * 1000 * 100}{0,85 * 0,9 * 210 * 100 * 30^2}}\right)$$

$$A_s = 6,4 \text{cm}^2 = 640 \text{mm}^2 = 6\phi 12 \text{mm}$$

$$S = \frac{L - 2r}{2} = \frac{100 - 2 * 5}{2} = 15 \text{cm}$$

Donde:

S = separación de los aceros

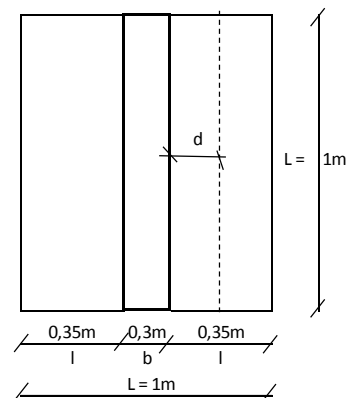
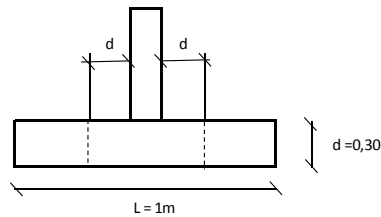
r = recubrimiento

Acero longitudinal por retracción y temperatura para una franja de 1m

$$A_{min} = 4,93\text{cm}^2 = 493\text{mm}^2 \approx 7\phi 10$$

$$S = \frac{L-2r}{N^{\circ}v} = \frac{100-2*5}{7} = 14\text{cm}$$

Evaluación por cortante



usamos el peralte definitivo que es de 30cm

$$A_c = 1\text{m} * (0,35\text{m} - d)$$

$$A_c = 1\text{m} * (0,35\text{m} - 0,30\text{m})$$

$$A_c = 0,05\text{m}$$

$$V_u = (106\text{Ton/m}^2) * 0,05\text{m}$$

$$V_u = 5,3\text{Ton}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 0,17 * (\sqrt{f'c}) * b * d$$

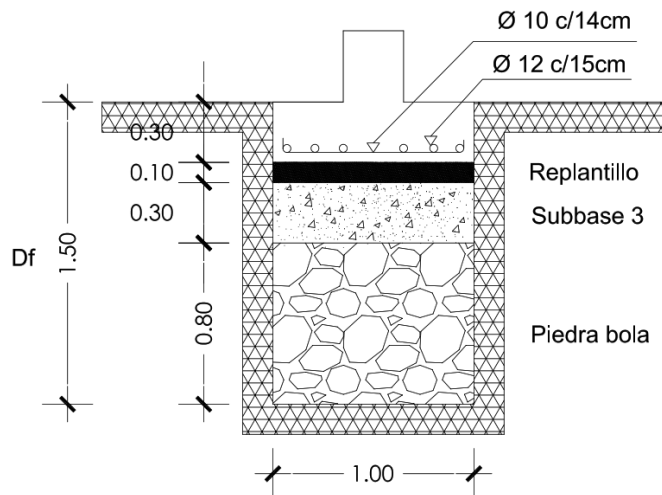
$$\phi V_c = 0,85 * 0,17 * (\sqrt{21}) * 1000 * 300$$

$$\phi V_c = 198,7\text{KN} = 19,9\text{Ton}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$19,9\text{Ton} > 5,30\text{Ton} \quad \text{Si cumple}$$

La cimentación propuesta quedaría de la siguiente forma:



Análisis de los demás sondeos

A los 2m del sondeo 2 tenemos los siguientes datos:

$$IP = 12,93 \quad Df = \frac{(0,827 - 0,01698 IP)IP^{-4}}{\gamma_n} = \frac{(0,827 - 0,01698 * 12,93) * 12,93^{-4}}{1,76} = 2,19m$$

$$qu = 2,9 \text{Ton/m}^2 \quad Cc = 0,009(LL - 10) = 0,009(36 - 10) = 0,234$$

$$\gamma = 1,76 \text{Ton/m}^3$$

$$LL = 36$$

$$N.F. = 1,6m$$

A los 2m del sondeo 3 tenemos los siguientes datos:

$$IP = 12,86 \quad Df = \frac{(0,827 - 0,01698 IP)IP^{-4}}{\gamma_n} = \frac{(0,827 - 0,01698 * 12,86) * 12,86^{-4}}{1,57} = 2,44m$$

$$qu = 1,3 \text{Ton/m}^2 \quad Cc = 0,009(LL - 10) = 0,009(38,5 - 10) = 0,26$$

$$\gamma = 1,57 \text{Ton/m}^3$$

$$LL = 38,5$$

$$N.F. = 1,4m$$

A los 2m del sondeo 4 tenemos los siguientes datos:

$$IP = 12,45 \quad Df = \frac{(0,827 - 0,01698 IP)IP^{-4}}{\gamma_n} = \frac{(0,827 - 0,01698 * 12,45) * 12,45^{-4}}{1,8} = 2,04m$$

$$qu = 4,2 \text{Ton/m}^2 \quad Cc = 0,009(LL - 10) = 0,009(38,7 - 10) = 0,26$$

$$\gamma = 1,8 \text{Ton/m}^3$$

$$LL = 38,7$$

$$N.F. = 2m$$

Si nos damos cuenta el desplante en los sondeos 2, 3 y 4 definido por la expresión (Df) está entre 2 - 2,5m y además tienen un índice de compresibilidad media entre 0,2 - 0,3 y su capacidad de carga ultima (qu) está entre 2-5Ton/m². Siendo necesario el mismo mejoramiento analizado en el suelo del sondeo 1.

3. CAPITULO III. DISEÑO DEFINITIVO DE LA ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN.

3.1. Concepción del prototipo.

En base a los resultados del análisis en términos de carga en los suelos de los 4 sondeo, podemos definir que, una alternativa de cimentación para la edificación de 3 plantas es necesario realizar un mejoramiento con material granular, puesto en obra como se observa en la ilustración 70, y la cimentación recomendable en este caso, son los cimientos continuos de 1m de ancho, estos responden los requerimientos de la edificación.

:

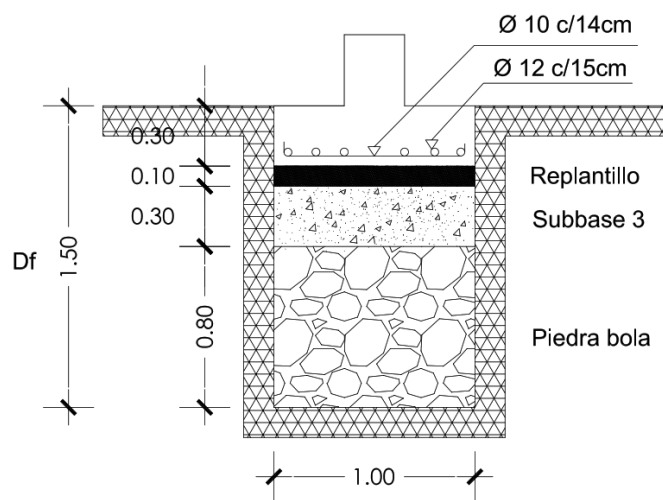


Ilustración 68: Distribución del material de mejoramiento
Fuente: Autor

NEC-SE-VIVIENDA-Parte-2, 2015, menciona los requisitos mínimos para zapatas son los siguiente:

- La profundidad entre la superficie del contrapiso y el fondo de la zapata debe ser de 1.0 m. La menor dimensión de la zapata debe ser de 1.0 m ó lo que se sustente con un diseño de cimentación y el espesor mínimo de la zapata debe ser de 15 cm.
- El refuerzo a flexión de las zapatas debe colocarse en la parte inferior de la misma, de manera uniforme en todo el largo de la zapata.
- La cuantía mínima en cualquier dirección debe ser de 0.0018.
- La distancia libre mínima entre barras paralelas debe ser igual al diámetro de la barra, pero no menor a 25 mm.

- La distancia máxima entre barras paralelas debe ser menor ó igual que 3 veces el espesor de la zapata, pero no mayor que 30 cm ó lo que indique el diseño de la cimentación.
- Para asegurar la durabilidad de las riostras de cimentación, ya que estarán en contacto con el suelo, deberá proporcionarse un recubrimiento de al menos 5 cm.
- Para edificios de dos ó más pisos el diseño del sistema de riostras de cimentación deberá realizarse según estudio geotécnico y estructural.

3.2. Memoria técnica.

En consideración de los análisis de los suelos en la zona de estudio se definió una alternativa de cimentación superficial para la edificación residencial de 3 pisos, siendo una cimentación continua (ilustración 71).

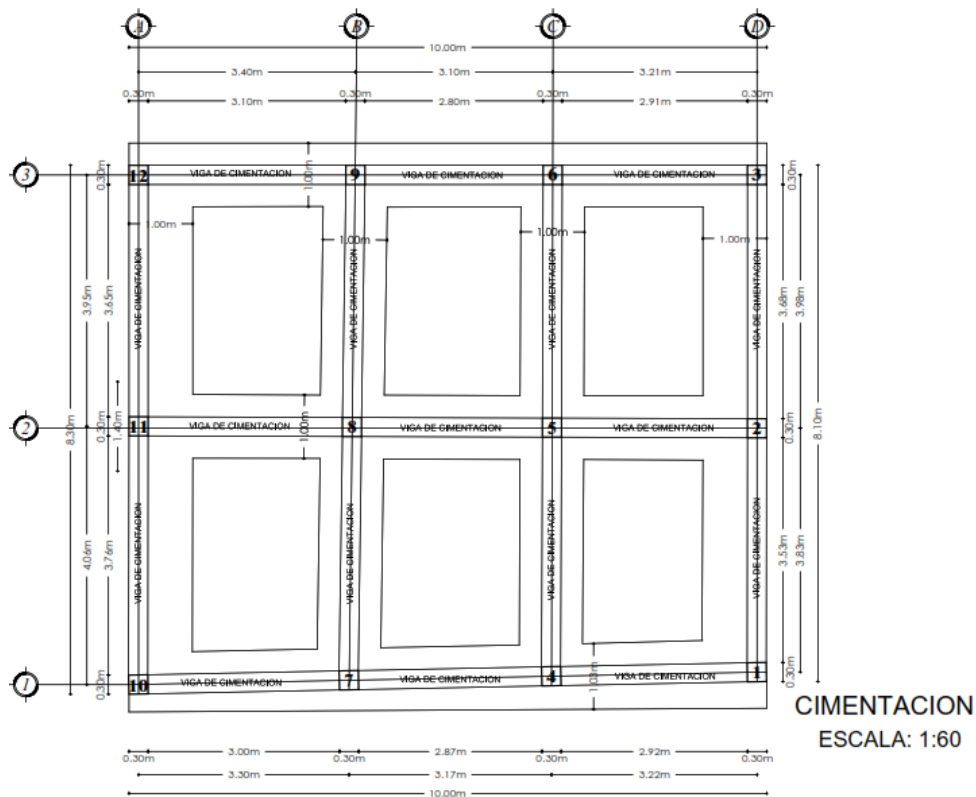
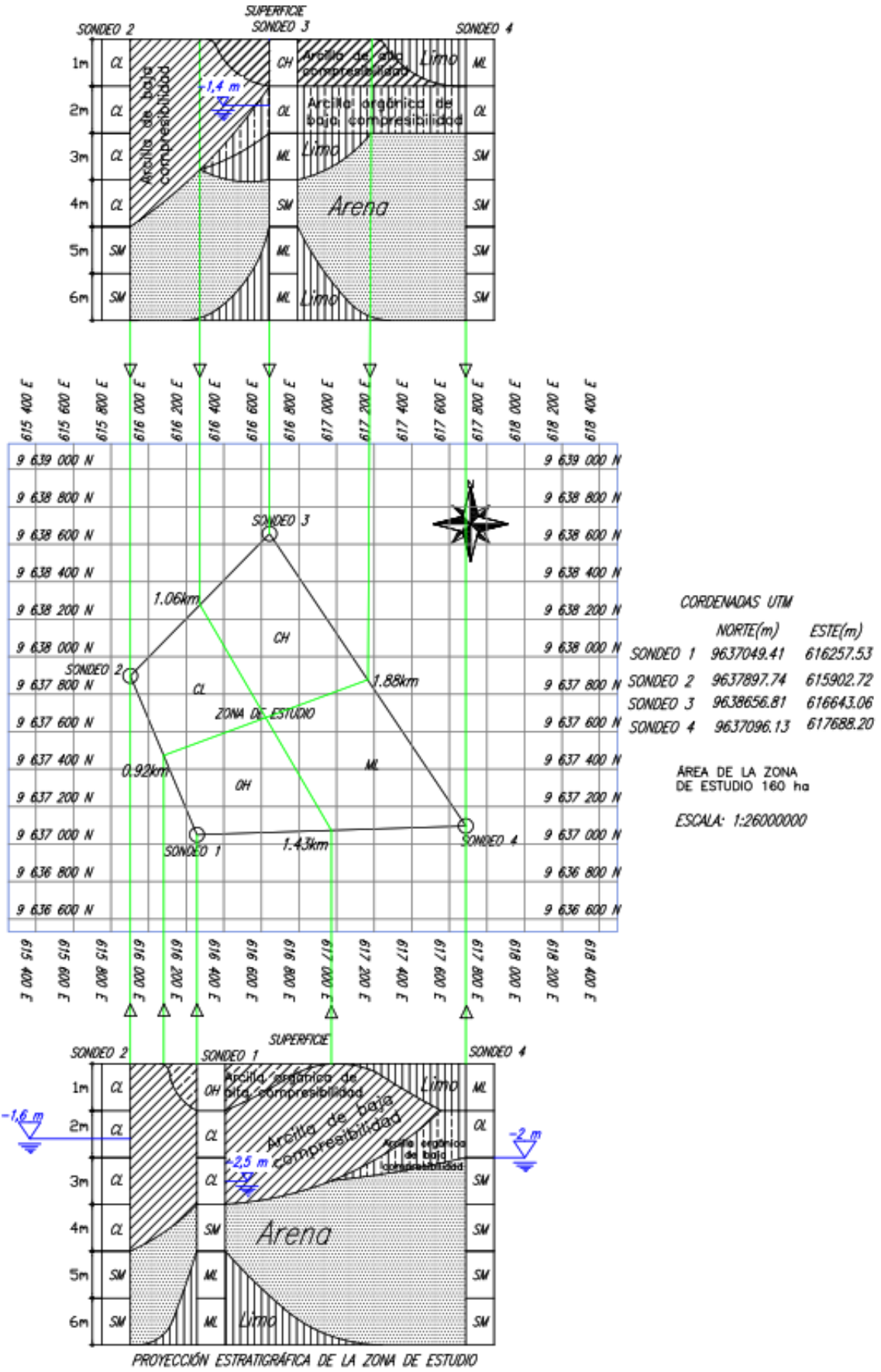


Ilustración 69: Cimentación edificio de 3 plantas
Fuente: Autor

Un proyecto similar a estas características dentro de la zona de estudio, se pueden dar varias alternativas viables para su cimentación. Como información previa se podría considerar los estudios geotécnicos de la zona en este proyecto técnico.

Para aquello también se desarrolló una aproximación estratigráfica georreferenciada (ilustración 74) a 6m de profundidad de la zona de estudio, con la finalidad de que cualquier proyecto que se desarrolle en la zona de estudio, disponga de información del tipo de suelo característico en la misma.



3.3. Presupuesto.

Todos los gastos de mano de obra, materiales y costos indirectos se consideran en el presupuesto de la alternativa de la cimentación para la edificación tipo residencial de 3 plantas. En la tabla 35 se detalla todos los elementos que forman parte del presupuesto para la implementación de esta alternativa y su costo promedio total.

Presupuesto					
N°	Rubros	Unidad	Cantidad	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1	Limpieza y Desbroce	m2	83,00	2,04	169,44
2	Replanteo y Trazado	m2	83,00	0,49	41,03
3	Excavación	m3	70,00	5,04	352,52
4	Material de mejoramiento subbase 3	m3	14,00	25,28	353,85
5	Piedra bola	m3	38,00	26,19	995,06
6	Hormigon Simple - Replanteo	m3	2,50	109,03	272,58
7	Hormigon zapata corrida	m3	14,00	121,30	1698,26
8	Hormigon vigas de cimentación	m3	8,00	181,85	1454,80
9	Acero de refuerzo	Kg	1.267,00	3,31	4188,66
Total					\$9.526,19

Tabla 21: Presupuesto
Fuente: Autor

3.4. Programación de obra.

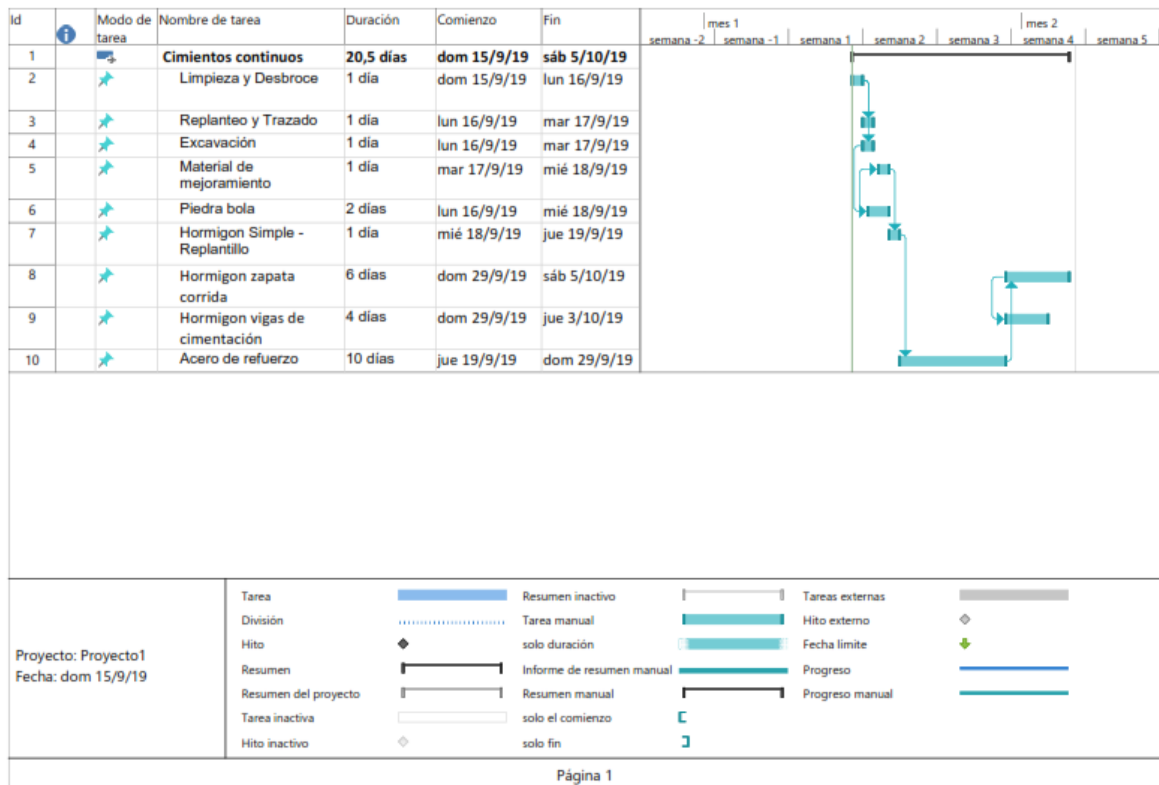


Tabla 22: Programación de obra
Fuente: Autor (Project)

4. CONCLUSIONES.

- En base a esta exploración del suelo se determinó que los estratos de suelo no son constantes, realizando una interpretación grafica de los resultados de clasificación del suelo, mediante una estratigrafía podemos definir aproximadamente que estos suelos están formados por un conjunto de betas de diferentes suelos finos.
- Estos suelos hasta los 3 primeros metros aproximadamente es una mezcla de arcillas con limos y los 3 metros siguientes son limos no plásticos con arena fina.
- El nivel freático en esta zona está entre 1,4m -2,50m.
- Su capacidad de carga admisible en estado natural de estos suelos esta entre 2 – 5 Ton/m².
- En 4 tipos de suelos que se estudió, todos ellos necesitan de un mejoramiento con material graduado (A1, GW o subbase clase 3) para proyectar una vivienda de tipo residencial de 3 plantas.
- La obra civil está condicionada por el comportamiento mecánico del suelo que las soporta, por esta razón para el diseño de una subestructura, es en base a lo admisible en carga por el suelo. Por esta razón es esencial conocer las propiedades mecánicas del suelo donde se proyecta una obra civil.

5. RECOMENDACIONES.

- En la cuantificación de la capacidad de carga del suelo es esencial considerar su variación por causa del abatimiento del nivel freático, ya que este no es constante y para medir su nivel más alto en la zona requiere de estudios de monitoreo anual.
- En la construcción de los cimientos de una edificación hay que considerar las edificaciones colindantes, ya que en muchas ocasiones el suelo a excavar para el desplante es suelto y se desborona.
- Revisar la normativa de diseño constructivo de nuestro país como es las normas NEC respecto a geotecnia y cimentaciones.
- La compactación que se realiza a los suelos de mejoramiento en laboratorio para alcanzar su densificación máxima, llevarla a cabo en el campo lo más aproximado, de esta forma dosificamos que es equivalente a resistencia.

6. BIBLIOGRAFÍA

- [1] M. A. Hermida, C. Hermida, N. Cabrera y C. Calle, «La densidad urbana como variable de análisis de la ciudad: El caso de Cuenca, Ecuador,» *Revista EURE (Santiago)*, vol. 41, n° 124, pp. 25-44, septiembre 2015.
- [2] J. J. Castiblanco Prieto, F. A. Aguilera Martínez y F. A. Sarmiento Valdés, «Principios, criterios y propósitos de desarrollo sustentable para la redensificación en contextos urbanos informales,» *Revista De Arquitectura(Bogota)*, vol. 21, n° 1, pp. 21-33, enero 2019.
- [3] M. d. D. U. y. V. NEC, *Geotécnia y Cimentaciones*, Quito: Dirección e Comunicacioón socila, MIDUVI, 2014.
- [4] G. Galán Martínez, D. Montes Medina, A. Fernández Borrueal, E. Urbina Rosell, R. Alonso Criado y L. Nogueira Pardal, «La adaptación del estudio geotécnico para proyectos eólicos y fotovoltaicos: condicionantes geotécnicos y propuestas de optimización,» *Revista Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente*, n° 272, pp. 30-34, 2019.
- [5] F. J. Chávez García y G. A. Montalva, «Efectos de sitio para Ingenieros Geotécnicos, estudio del valle Parkway,» *Revista Obras y Proyectos*, n° 16, pp. 6-30, diciembre 2014.
- [6] Y. Gilbert Llanes, R. Martínez Silva y A. Ordaz Hernández, «Evaluación de la expansividad de las arcillas en la ciudad de Pinar del Rio,» *Revista Avances*, vol. 21, n° 1, pp. 79-88, enero-marzo 2019.
- [7] m. g. y. m. a. Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, «Editorial La ingeniería geotécnica, ¿una técnica o un arte?,» *Revista Ingeopres*, n° 248, p. 5, 2016.
- [8] G. J. Pereira Teixeira-Pires, H. M. Fernández Núñez y C. Sacasas León, «Modelación de la aptitud ingeniero-geología de los suelos de la ciudad de Luanda,» *Revista de minería y geología*, vol. 32, n° 2, pp. 17-34, abril-junio 2016.
- [9] L. M. Vega Benavides, C. Almendáriz Rodríguez, I. A. Navarro Veliz y D. X. Almendáriz Rodríguez, «Elaboración de un plan para construir la cimentación de un edificio de tres plantas,» *RECIMUNDO: Revista Científica de la Investigación y el conocimiento*, vol. 2, n° 2, pp. 326-355, febrero 2018.
- [10] R. Lima Rodríguez, Y. Morales Torres, G. Arcila Ruiz, A. Benavides Meneses y J. Rodríguez Álvarez, «Construcción de explanaciones en Cuba. Logros y deficiencias,» *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. 8, n° 2, pp. 1-10, agosto 2015.
- [11] A. E. d. N. y. C. (AENOR), «AENOR distribuye las normas de ASTM,» *AENOR: Revista de la normalización y la Certificación*, n° 324, pp. 6-7, 2017.
- [12] T. Pérez Rodríguez, J. C. Montejano Sanz y R. Valiente Sanz, «Cimentacione de bloques de viviendas sobre suelos cohesivos muy blandos empleando columnas de módulo controlado,» *Revista Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología, y medio ambiente*, n° 248, pp. 9-14, 2016.
- [13] M. Goonzáles Caballero, *El terreno*, Catalunya: UPC(Universidad Politecnica De Catalunya, 2001.
- [14] J. E. Carmona Alvarez y J. C. Ruge Cárdenas, «Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivos para suelos de Piedemonte oriental de Bogotá usando ensayos in situ,» *Revista Tecnológica*, vol. 18, n° 35, pp. 93-104, 2015.
- [15] J. Zapata Galvis y E. Rogério Esquivel, «Evaluación de tenciones internas y externas en la toma muestra SPT,» *Revista Dyna*, vol. 83, n° 195, pp. 229-236, 2016.
- [16] L. A. Calderón Goyeneche y D. M. Arguello Romero, *Estados del arte del uso del ensayo SPT-T y las correlaciones obtenidas para los parámetros del modelo Mohr-Coulomb*, Bogotá: Universidad Católica de Colombia, 2014.
- [17] D. Braja M., *Fundamentos De Ingeniería De Cimentaciones*, México: CENSAGE Learning, 2012.
- [18] S. Erasmo Fernández y O. Gonzales Campos, «Identificaión y caracterización de las arcillas de la ciudad de Huánuco,» *Revista de la investigación Valdizana*, vol. 12, n° 1, pp. 25-34, 2018.
- [19] O. Echeverri Ramírez, «Caracterización geotécnica de los limos de la terraza del municipio de Olaya, Antioquia, Colombia,» *Revista Boletín de Ciencias de la Tierra*, n° 39, pp. 49-56, Enero 2016.
- [20] A. Ordaz Hernández, E. Estévez Cruz, J. R. Hernández Santana y T. J. Chuy Rodríguez, «Modelación de parámetros geotécnicos como contribución a la zonación sísmica local: ciudad San Cristóbal, Cuba,» *Revista de minería y geología*, vol. 30, n° 1, pp. 1-16, marzo 2014.

- [21] J. García Tristá, W. D. Cobelto Cristía y G. J. Quevedo Sotolongo, «Capacidad de carga de zapatas en suelos insaturados empleando métodos analíticos,» *Revista de la División de Ingeniería de la Universidad del Norte*, vol. 35, n° 2, pp. 417-430, julio-diciembre 2017.
- [22] R. D. Oyola Guzmán, «Determinación de la resistencia a la penetración de un suelo cohesivo en diferentes condiciones de hidratación y compactación,» *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. 10, n° 3, p. 1.10, septiembre 2016.
- [23] M. Armijos Molina, *Fundamentos de mecánica de suelos*, Machla, 2010.
- [24] L. G. Cruz Velasco y C. C. Guerrero Castro, «Estudio experimental de clasificación de los suelos derivados de cenizas volcánicas en el suroccidente Colombiano con el método SUCS, AASHTO y un nuevo método de clasificación de suelos,» *Ingeniería y desarrollo: Revista de la división de Ingeniería de la universidad del norte*, vol. 36, n° 2, pp. 378-397, julio-diciembre 2018.
- [25] D. C. Manco Jaraba, E. E. Rojas Martínez, A. Rudas Muños y Y. P. Moscote Daza, «Estudio sedimentológico en la cuenca de la quebrada San Pedro localizado en el municipio de Curumaní, departamento del Cesar, Colombia,» *Revista Ingenierías USBMed*, vol. 9, n° 2, pp. 19-26, julio-septiembre 2018.
- [26] E. Juárez Badillo y A. Rico Rodríguez, *Fundamentos de la mecánica de suelos*, México: Limusa S.A., 2005.
- [27] J. Ordóñez Ruiz, M. Juárez Camarena y G. Auvinet Guichard, «Caracterización del subsuelo y análisis de riesgos geotécnicos asociados a las arcillas expansivas de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez,» *Revista de Ingeniería. Investigación y Tecnología*, vol. 16, n° 3, pp. 453-470, julio-septiembre 2015.
- [28] A. Nieto Leal y V. N. Kaliakan, «Comportamiento de suelos cohesivos bajo cargas cíclicas,» *Revista de Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, vol. 26, n° 1, pp. 21-39, 2016.
- [29] M. A. Builes Brand, «Incidencia de la velocidad de aplicación de carga en la resistencia al corte no drenado de suelos residuales de anfíbolita en el valle de San Nicolás Antioquia (Colombia),» *Revista EIA*, vol. 11, n° 21, pp. 89-97, enero-junio 2014.
- [30] E. G. Carnero Carnero y G. G. Carnero Guzmán, «Análisis numérico de infiltración de agua en un suelo residual no saturado utilizando la curva de retención de agua,» *Revista de Investigaciones Altoandinas*, vol. 20, n° 4, pp. 439-450, octubre-diciembre 2018.
- [31] R. D. Oyola Guzmán y L. S. Vaca Oyola, «Uso de la teoría de Mohr Coulomb para explicar el mejoramiento de suelos mediante el proceso de compactación,» *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. 12, n° 1, p. 4, 2018.
- [32] C. Mendoza, J. C. Ruge y B. Caicedo, «El análisis de la historia geológica del ángulo de fricción en los suelos transportados y su importancia en la capacidad de carga de las cimentaciones de poca profundidad,» *Revista internacional de métodos numéricos para el cálculo y diseño en ingeniería*, vol. 34, n° 1, p. 11, enero 2018.
- [33] P. A. Hernández Delgado, «Diseño alternativo de cimentaciones superficiales 'por estado límite,» *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, vol. 8, n° 3, pp. 1-21, diciembre 2014.
- [34] A. Luévanos Rojas, «Un nuevo modelo para diseño de zapatas combinadas rectangulares de lindero con dos lados opuestos restringidos,» *Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción*, vol. 6, n° 2, pp. 172-187, mayo-agosto 2016.
- [35] A. Luévanos Rojas, «Un estudio comparativo para el diseño de zapatas aisladas rectangulares y circulares utilizando nuevos modelos,» *Revista Dyna*, vol. 83, n° 196, pp. 149-158, abril 2016.
- [36] V. Yepes Pisquera, *procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención*, Valencia: Editorial de la Universidad Politécnica de Valencia, 2016.
- [37] U. A. D. B. California, *Apuntes de cimentaciones*, Facultad de ingeniería, arquitectura y diseño.
- [38] R. Moran Chinchilla, «La variación de la posición del nivel freático y su influencia en la capacidad de carga de cimentaciones Superficiales caso zapata corrida infinita en un suelo de origen volcánico, Juan Viña. Cartago, Costa Rica,» *Revista geológica de América Central*, n° 23, pp. 17-23, 2000.
- [39] E. Díaz y R. Tomás, «Cálculo del asiento elástico tridimensional de cimentaciones de rigidez variable en terrenos con una capa rígida inclinada,» *Revista Informe de la construcción*, vol. 68, n° 542, pp. 49-53, abril-junio 2016.
- [40] J. M. Rodríguez Ortíz, J. Serra Gesta y C. Oteo Mazo, *Curso aplicado de cimentaciones*, Madrid: Colegio oficial de arquitectos de Madrid, 1989.

- [41] J. E. Díaz Loachamín, *Proceso Constructivo de Cimentaciones para Edificaciones de Hormigón Armado de hasta cinco pisos en terrenos saturados, en el Barrio Santa Isabel - Cantón Quito*, Quito: UNIVERSIDAD INTERNACIONAL DEL ECUADOR ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL , Agosto 2015.
- [42] J. L. Rangel Núñez, «Cimentación y mejoramiento del suelo para vivienda,» *Sociedad Mexicana de Ingeniería estructural*, A.C.
- [43] L. E. Gómez Pérez , W. F. Guillín Acosta y R. J. Gallardo Amaya, «Variación de las propiedades mecánicas de suelos arcillosos compresibles estabilizados con material cementante,» *Revista Ternura: Tecnología y Cultura Afirmando el Conocimiento*, vol. 20, nº Extra 1, pp. 95-107, agosto 2016.
- [44] J. Moreno, «Tecnologías Geopier para la mejora de suelos y cimentaciones intermedias,» *Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente*, nº 272, pp. 36-41, 2019.
- [45] J. A. Páramo, *Compactación de suelos y materiales estabilizados*, Rosario: Universidad Nacional De Rosario, 2002.
- [46] J. Suarez, «Erosión.com.co: Geotecnologías S.A.S.,» 2013. [En línea]. Available: <http://www.erosion.com.co/deslizamientos-tomo-i-analisis-geotecnico.html>. [Último acceso: 02 09 2019].
- [47] H. Porras Días , O. G. Sánchez Rivera y J. A. Galvis Guerra, «Metodología para la elaboración de modelos del proceso constructivo 5d con tecnologías "building information modeling",» *Revista de Gerencia Tecnológica Informática*, vol. 14, nº 38, pp. 59-73, enero-abril 2015.
- [48] A. Gómez Cabrera, N. Quintana Pulido y J. O. Ávila Díaz, «Simulación de eventos discretos y líneas de balance , aplicadas al mejoramiento del proceso constructivo de la cimentación de un edificio,» *Revista de Ingeniería y Ciencia*, vol. 11, nº 21, pp. 157-175, 2015.
- [49] D. Huidobro Alberich, «Nueva metodología basada en un sistema experto para la selección de cimentaciones-contención de edificios entre medianeras,» 2015.

7. ANEXOS

7.1. Resultados de laboratorio del sondeo 1(*San Ramón*):

Humedad, plasticidad, granulometría y clasificación sistemas SUCS y AASHTO

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS															
ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS															
PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"															
DIRECCION: CDL. SAN RAMÓN					SONDEO N°1										
UBICACIÓN:					MUESTRA No. 1										
SOLICITA: TESIS					PROFUNDIDAD: 1 mts										
					FECHA: Machala 19/06/2019										
ENSAYOS DE CONSISTENCIA		LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.					
PESO No.		1	2	3	4	5	1	2	3	1	2				
Recipiente No.		R45	E41	R14	R28	R48	R119	R5A	R59X	A42	R5A				
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)		21,07	23,31	21,06	21,82	18,89	12,04	11,78	11,47	60,44	89,54				
Peso de muestra seca + recip. (gms)		16,61	17,75	16,51	17,00	15,19	11,23	11,11	10,90	49,72	72,70				
Peso del recipiente (gms)		9,63	9,60	9,75	9,70	9,70	9,46	9,65	9,58	9,66	9,65				
Peso del agua (gms)		4,46	5,56	4,55	4,82	3,70	0,81	0,67	0,57	10,72	16,84				
Peso Seco (gms)		6,98	8,15	6,76	7,30	5,49	1,77	1,46	1,32	40,06	63,05				
Contenido de humedad (%)		63,90	68,22	67,31	66,03	67,40	45,76	45,89	43,18	26,76	26,71				
Número de golpes		45	41	28	22	17	44,94			26,73					
<p>NORMAS</p> <p>LIMITE LIQUIDO: ASIMD - 423 AASHTO T - 89</p> <p>LIMITE PLASTICO: ASTM D-424 AASHTO T-90</p> <p>HUMEDAD: ASIM D-2216</p> <p>GRANULOMETRIA: ASTM D-422 AASHTO T-88</p>															
GRANULOMETRIA															
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE											
				Retenido	Pasante										
4	4,75	0,83	0,83	0,08	99,92										
8	2,36														
10		0,69	1,52	0,15	99,85										
16	1,18														
30	0,6														
40	425micron.	1,79	3,31	0,34	99,66										
60	250micron.														
100	150micron.														
200	75micron.	2,64	5,95	0,60	99,40										
FONDO		0,04	5,99	100,00											
PESO ANTES DEL LAVADO		985,00													
<p>Descripción del material: Arcilla orgánica de alta compresibilidad , alta plasticidad, contenido de humedad medio, color café oscuro, de consistencia firme.</p> <p>Observaciones: Ensayo granulométrico por lavado</p> <p>Operador: Robinsó Jimmi Lima León</p> <p style="text-align: right;">Revisó: Ing. Paul Cabrera Gordillo</p>															
<p>RESUMEN:</p> <p>LIMITE LIQUIDO 66,85 %</p> <p>LIMITE PLASTICO 44,94 %</p> <p>INDICE PLASTICO 21,91 %</p> <p>HUMEDAD NATURAL 26,73 %</p> <p>CLASIFICACIÓN SUSCS OH</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td rowspan="3" style="width: 60%;">% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA</td> <td style="width: 20%;">GRAVA</td> <td style="width: 20%;">0,1%</td> </tr> <tr> <td>ARENA</td> <td>0,52%</td> </tr> <tr> <td>FINOS</td> <td>99,40%</td> </tr> <tr> <td colspan="2"></td> <td style="text-align: right;">100%</td> </tr> </table> <p>CLASIFICACIÓN AASHTO A-7</p>						% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	0,1%	ARENA	0,52%	FINOS	99,40%			100%
% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	0,1%													
	ARENA	0,52%													
	FINOS	99,40%													
		100%													

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: CDL. SAN RAMÓN

UBICACIÓN:

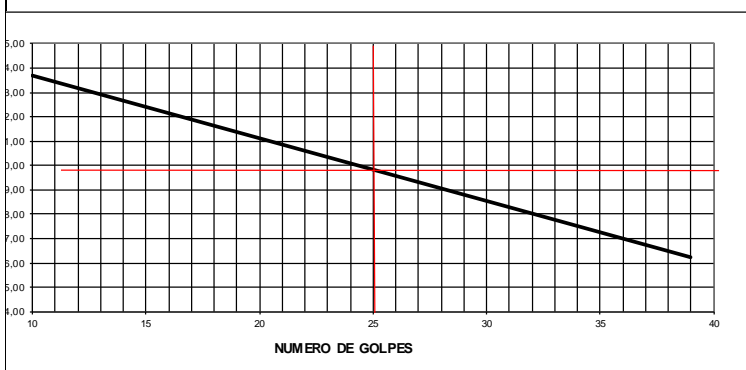
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 2

PROFUNDIDAD: 2 mts.

FECHA: Machala 19/06/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.										
Recipiente No.	X19	X50	R52	A42	R117	R20	R40	R5	R59X	R52
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	24,70	24,05	24,40	23,91	24,63	11,98	12,29	14,36	61,66	107,53
Peso de muestra seca + recip. (gms)	19,64	19,47	19,58	19,28	19,24	11,50	11,74	13,35	48,26	79,91
Peso del recipiente (gms)	9,56	9,85	9,54	9,65	9,62	9,65	9,72	9,68	9,60	9,54
Peso del agua (gms)	5,06	4,58	4,82	4,63	5,39	0,48	0,55	1,01	13,40	27,62
Peso Seco (gms)	10,08	9,62	10,04	9,63	9,62	1,85	2,02	3,67	38,66	70,37
Contenido de humedad (%)	50,20	47,61	48,01	48,08	56,03	25,95	27,23	27,52	34,66	39,25
Número de golpes	15	39	28	30	10	26,90			36,96	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:
ASIMD - 423 AASHTO T - 89
LIMITE PLASTICO:
ASTM D-424 AASHTO T-90
HUMEDAD: ASIM D-2216
GRANULOMETRIA:
ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,16	0,16	0,02	99,98
8	2,36				
10		0,10	0,26	0,03	99,97
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	0,63	0,89	0,10	99,90
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	2,38	3,27	0,35	99,65
FONDO			3,27	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		930,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 49,80 %
LIMITE PLASTICO 26,90 %
INDICE PLASTICO 22,90 %
HUMEDAD NATURAL 36,96 %
CLASIFICACION SUSCS CL

% DE LOS	GRAVA	0,0%
AGREGADOS EN LA MUESTRA	ARENA	0,3%
	FINOS	99,6%
		100,0%

CLASIFICACIÓN AASHTO A-7

Descripción del material: Arcilla inorgánica de media compresibilidad, alta plasticidad, contenido de humedad, color café claro de consistencia media.

Observaciones: Ensayo granulométrico por lavado
Operador: Robinso Jimmi Lima León

Revisó: Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: CDL SAN RAMÓN

UBICACIÓN:

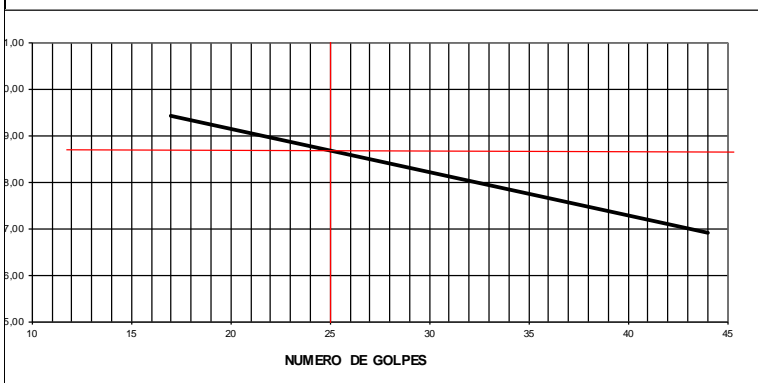
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 3

PROFUNDIDAD: 3 mts.

FECHA: Machala 19/06/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.										
Recipiente No.	R31A	R23	R100X	R34	R91	R73	R22	R70	R119	X50
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	23,94	23,93	23,67	23,31	23,43	13,49	15,23	13,71	74,66	135,53
Peso de muestra seca + recip. (gms)	19,92	20,17	19,89	19,52	19,40	12,92	14,48	13,12	54,31	97,83
Peso del recipiente (gms)	9,62	9,84	9,66	9,68	9,45	9,57	9,56	9,65	9,46	9,69
Peso del agua (gms)	4,02	3,76	3,78	3,79	4,03	0,57	0,75	0,59	20,35	37,70
Peso Seco (gms)	10,30	10,33	10,23	9,84	9,95	3,35	4,92	3,47	44,85	88,14
Contenido de humedad (%)	39,03	36,40	36,95	38,52	40,50	17,01	15,24	17,00	45,37	42,77
Número de golpes	17	30	44	38	18	16,42			44,07	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:
ASIMD - 423 AASHTO T - 89

LIMITE PLASTICO:
ASTM D-424 AASHTO T-90

HUMEDAD: ASIM D-2216

GRANULOMETRIA:
ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,64	0,64	0,07	99,93
8	2,36				
10		0,53	1,17	0,14	99,86
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	3,14	4,31	0,50	99,50
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	129,10	133,41	15,51	84,49
FONDO		0,79	134,20	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		860,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 38,70 %

LIMITE PLASTICO 16,42 %

INDICE PLASTICO 22,28 %

HUMEDAD NATURAL 44,07 %

CLASIFICACION SUSCS CL

% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	0,1%
	ARENA	15,44%
	FINOS	84,49%
		100%

CLASIFICACIÓN AASHTO **A-6**

Descripción del material: Arcilla inorgánica de baja compresibilidad de plasticidad alta con contenido de humedad, color café claro.

Observaciones: Granulometria por Lavado
Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso: Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: CDL. SAN RAMÓN

UBICACIÓN:

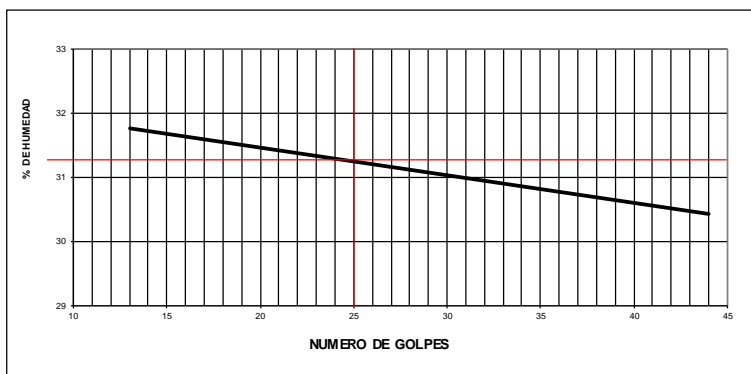
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 4

PROFUNDIDAD: 4 mts.

FECHA: Machala 19/06/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.										
Recipiente No.	R44T	R30g	K55	R35	R22A	R42	R470	R118	R70	R20
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	25,44	25,28	25,33	25,41	25,26	13,49	14,94	14,51	78,62	115,61
Peso de muestra seca + recip. (gms)	21,58	21,63	21,73	21,66	21,49	12,82	14,01	13,69	60,55	86,49
Peso del recipiente (gms)	9,66	9,66	9,58	9,60	9,50	9,59	9,67	9,75	9,71	9,68
Peso del agua (gms)	3,86	3,65	3,60	3,75	3,77	0,67	0,93	0,82	18,07	29,12
Peso Seco (gms)	11,92	11,97	12,15	12,06	11,99	3,23	4,34	3,94	50,84	76,81
Contenido de humedad (%)	32,38	30,49	29,63	31,09	31,44	20,74	21,43	20,81	35,54	37,91
Número de golpes	13	19	44	36	40	20,99			36,73	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:
ASIMD - 423 AASHTO T - 89

LIMITE PLASTICO:
ASTM D-424 AASHTO T-90

HUMEDAD: ASIM D-2216

GRANULOMETRIA:
ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,54	0,54	0,06	99,94
8	2,36				
10		0,00	0,54	0,06	99,94
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	5,24	5,78	0,63	99,37
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	568,47	574,25	62,42	37,58
FONDO		9,24	583,49	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		920,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 31,20 %

LIMITE PLASTICO 20,99 %

INDICE PLASTICO 10,21 %

HUMEDAD NATURAL 36,73 %

CLASIFICACION SUSCS SM

% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	ARENA	FINOS
	0,1%	62,36%	37,58%
			100%

CLASIFICACIÓN AASHTO A-4

Descripción del material: arena limosa con contenido de humedad, color café claro.

Observaciones: Granulometría por lavado
Operador: Robinso Jimmi Lima León

Revisó: Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: CDL. SAN RAMÓN

UBICACIÓN:

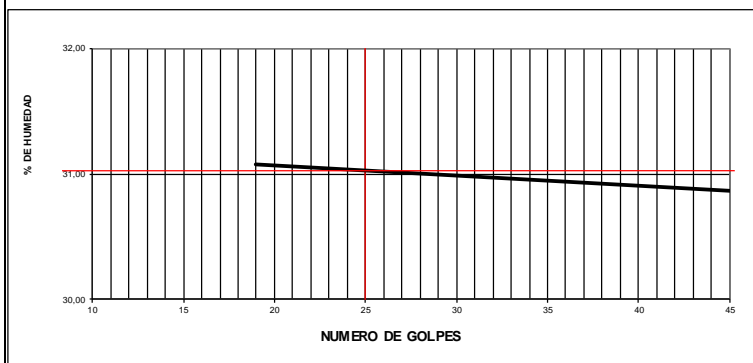
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 5

PROFUNDIDAD: 5 mts.

FECHA: Machala 19/06/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.	R21	K14	R29	R96	R305	R50	R319	R63	R73	R470
Recipiente No.										
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	29,38	29,81	29,00	29,84	29,95	14,32	17,82	18,52	80,85	153,35
Peso de muestra seca + recip. (gms)	24,90	25,14	24,46	24,98	24,92	13,32	16,12	16,71	59,75	112,55
Peso del recipiente (gms)	9,73	9,64	9,67	9,61	9,67	9,63	9,64	9,66	9,55	9,59
Peso del agua (gms)	4,48	4,67	4,54	4,86	5,03	1,00	1,70	1,81	21,10	40,80
Peso Seco (gms)	15,17	15,50	14,79	15,37	15,25	3,69	6,48	7,05	50,20	102,96
Contenido de humedad (%)	29,53	30,13	30,70	31,62	32,98	27,10	26,23	25,67	42,03	39,63
Número de golpes	19	31	45	27	24	26,34			40,83	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:
ASIMD - 423 AASHTO T - 89
LIMITE PLASTICO:
ASTM D-424 AASHTO T-90
HUMEDAD: ASIM D-2216
GRANULOMETRIA:
ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		0,11	0,11	0,01	99,99
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	6,57	6,68	0,76	99,24
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	223,44	230,12	26,15	73,85
FONDO		2,20	232,32		
PESO ANTES DEL LAVADO		880,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 31,00 %
LIMITE PLASTICO 26,34 %
INDICE PLASTICO 4,66 %
HUMEDAD NATURAL 40,83 %

CLASIFICACION SUSCS

ML

% DE LOS	GRAVA	0%
AGREGADOS EN LA MUESTRA	ARENA	26,15%
	FINOS	73,85%
		100%

CLASIFICACIÓN AASHTO A-4

Descripción del material: Limos inorgánicos de baja plasticidad con contenido de humedad, color gris oscuro

Observaciones: Granulometría por lavado

Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso:

Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: CDL. SAN RAMÓN

UBICACIÓN:

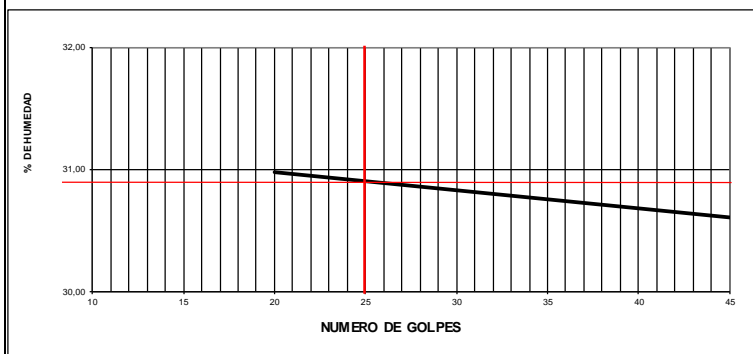
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 6

PROFUNDIDAD: 6 mts.

FECHA: Machala 19/06/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.	R21	K14	R29	R96	R305	R50	R319	R63	R73	R470
Recipiente No.										
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	29,36	29,80	28,98	29,81	29,91	14,32	17,82	18,52	80,85	153,35
Peso de muestra seca + recip. (gms)	24,90	25,14	24,46	24,98	24,92	13,32	16,12	16,71	59,70	112,55
Peso del recipiente (gms)	9,73	9,64	9,67	9,61	9,67	9,63	9,64	9,66	9,55	9,59
Peso del agua (gms)	4,46	4,66	4,52	4,83	4,99	1,00	1,70	1,81	21,15	40,80
Peso Seco (gms)	15,17	15,50	14,79	15,37	15,25	3,69	6,48	7,05	50,15	102,96
Contenido de humedad (%)	29,40	30,06	30,56	31,42	32,72	27,10	26,23	25,67	42,17	39,63
Número de golpes	20	32	45	28	23	26,34			40,90	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:

ASIMD - 423 AASHTO T - 89

LIMITE PLASTICO:

ASTM D-424 AASHTO T-90

HUMEDAD: ASIM D-2216

GRANULOMETRIA:

ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		0,28	0,28	0,03	99,97
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	7,50	7,78	0,88	99,12
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	224,44	232,22	26,39	73,61
FONDO		2,20	234,42		
PESO ANTES DEL LAVADO		880,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 30,90 %

LIMITE PLASTICO 26,34 %

INDICE PLASTICO 4,56 %

HUMEDAD NATURAL 40,90 %

CLASIFICACION SUSCS ML

% DE LOS	GRAVA	0%
AGREGADOS EN LA	ARENA	26,39%
MUESTRA	FINOS	73,61%
		100%

CLASIFICACIÓN AASHTO A-4

Descripción del material: Limos inorgánicos de baja plasticidad con contenido de humedad, color gris oscuro

Observaciones: Granulometria por lavado

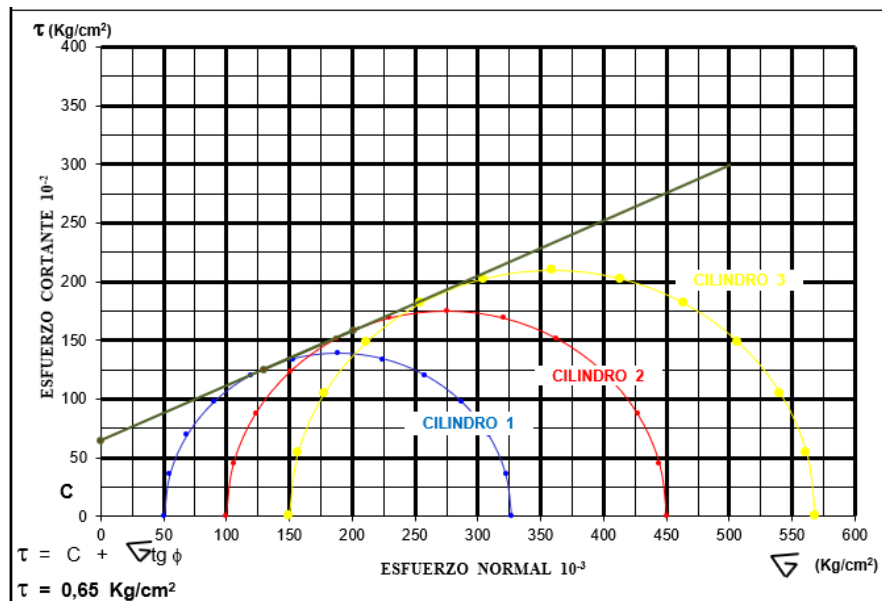
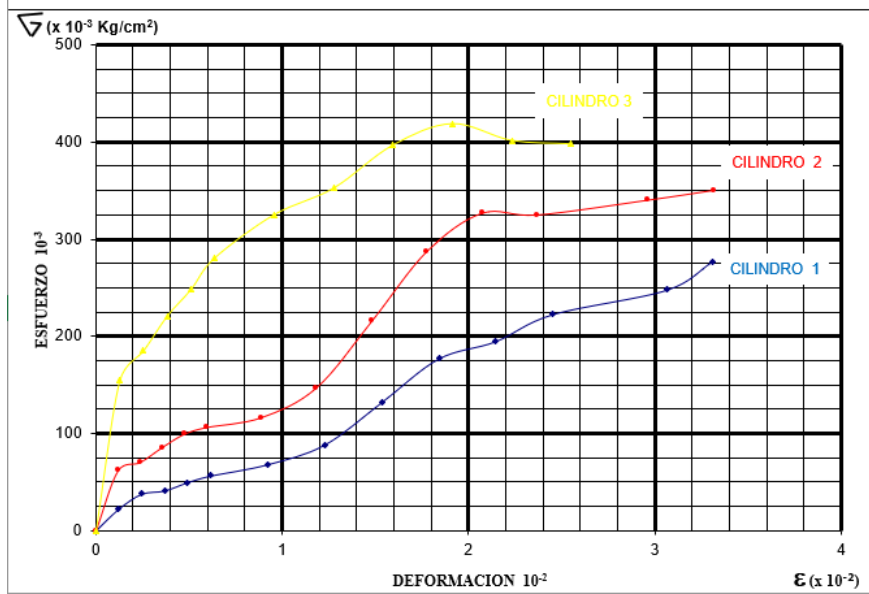
Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso:

Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS UNIVERSIDAD TECNICA DE MACHALA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			NOMENCLATURA										PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"											
Operador: Robinso Jimmi Lima León Revisado: Ing. Paul Cabrera Gordillo			<p>RELLENO</p> <p>GRAVA</p> <p>ARENA</p> <p>LIMO</p> <p>ARCILLA</p> <p>NAF= Nivel de agua freática W = Humedad natural L.L. = Límite líquido L.P. = Límite plástico I.P. = Índice plástico "qu" = Resistencia a la Compresión simple ε = Deformación N = Número de golpes (SPT)</p>										<p>DIRECCION: CDL SAN RAMÓN</p> <p>SONDEO: N°1</p> <p>FECHA: Machala 19/06/2019</p>											
PROF. mts.	CAMBO DE ESTRATO	ESTRATI GRAFIA	MAF	MUESTRA PROFUNDIDAD	CLASIF. SUCS	W %	L.L. %	L.P. %	I.P. %	GRANULOMETRIA				"qu"	P. UNT. (gr/cm ³)	SPT N _{pie}	X I. P.		● W		● O L L		● NÚMERO DE GOLPES	
#										% Pasante tamiz N°4	% Pasante tamiz N°10	% Pasante tamiz N°20	(Kg/cm ²)											
0,5		RELLENO		0,5																				
1		Arcilla orgánica de alta compresibilidad, alta plasticidad, contenido de humedad medio, color café oscuro, de consistencia firme.		1 1,00	OH	26,73	66,85	44,94	21,91	99,92	99,66	99,40			1,4	2								
2		Arcilla inorgánica de media compresibilidad, alta plasticidad, contenido de humedad, color café claro de consistencia media.	-2,5	2 2,00	CL	36,96	49,80	26,90	22,90	99,98	99,90	99,65	0,25		1,56	2								
3		Arcilla inorgánica de baja compresibilidad de plasticidad alta con contenido de humedad, color café claro.		3 3,00	CL	44,07	38,70	16,42	22,28	99,93	99,50	84,49			1,6	4								
4		arena limosa con contenido de humedad, color café claro.		4 4,00	SM	36,73	31,20	20,99	10,21	99,94	99,37	37,58	0,35		1,71	4								
5		Limos inorgánicos de baja plasticidad con contenido de humedad, color gris oscuro		5 5,00	ML	40,83	31,00	26,34	4,66	100,00	99,24	73,85			1,75	4								
6		Limos inorgánicos de baja plasticidad con contenido de humedad, color gris oscuro		6 6,00	ML	40,90	30,90	26,34	4,56	100,00	99,12	73,61	0,42		1,8	5								

Resistencia al corte



COHESION

$$C = 0,649$$

$$\phi = 5^\circ$$

RESISTENCIA AL CORTE

$$\tau = C + \nabla \text{tg } \phi$$

$$\tau = 0,65 \text{ Kg/cm}^2$$

7.2. Resultados de laboratorio del sondeo 2 (Av. Alejandro Castro Benítez y Colón Tinoco):

Humedad, plasticidad, granulometría y clasificación

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS											
ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS											
PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"											
DIRECCION: AV. ALEJANDRO CASTRO BENITÉZ Y COLÓN TINOCO						SONDEO N°2					
UBICACIÓN:						MUESTRA No. 1					
SOLICITA: TESIS						PROFUNDIDAD: 1 mts					
						FECHA: Machala 03/07/2019					
ENSAYOS DE CONSISTENCIA		LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
PESO No.		1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
Recipiente No.		R80	R119	R45	R100X	RX6	R121	R11	R470	R48	R28
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)		21,03	21,81	21,00	21,18	21,42	13,79	17,53	18,05	39,25	39,87
Peso de muestra seca + recip. (gms)		17,45	17,84	17,38	17,36	17,55	12,92	15,87	16,21	30,08	30,63
Peso del recipiente (gms)		9,72	9,47	9,66	9,67	9,78	9,68	9,73	9,66	9,70	9,68
Peso del agua (gms)		3,58	3,97	3,62	3,82	3,87	0,87	1,66	1,84	9,17	9,24
Peso Seco (gms)		7,73	8,37	7,72	7,69	7,77	3,24	6,14	6,55	20,38	20,95
Contenido de humedad (%)		46,31	47,43	46,89	49,67	49,81	26,85	27,04	28,09	45,00	44,11
Número de golpes		40	30	37	22	16	27,33			44,55	

NUMERO DE GOLPES

NORMAS

LIMITE LIQUIDO:
ASIMD - 423 AASHTO T - 89

LIMITE PLASTICO:
ASTM D-424 AASHTO T-90

HUMEDAD:ASIM D-2216

GRANULOMETRIA:
ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		0,00	0,00	0,00	100,00
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	0,27	0,27	0,04	99,96
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	4,49	4,76	0,68	99,32
FONDO		0,04	4,80	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO **48,70** %

LIMITE PLASTICO 27,33 %

INDICE PLASTICO 21,37 %

HUMEDAD NATURAL 44,55 %

CLASIFICACION SUSCS CL

% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	ARENA	FINOS
	0,0%	0,68%	99,32%
			100%

CLASIFICACIÓN AASHTO A-7

Descripción del material: Arcilla inorgánica de baja compresibilidad y alta plasticidad de consistencia media, con contenido de humedad, color café oscuro

Observaciones: Ensayo granulométrico por lavado

Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso: Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: AV. ALEJANDRO CASTRO BENITÉZ Y COLÓN TINOCO

UBICACIÓN:

SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 2

PROFUNDIDAD: 2 mts.

FECHA: Machala 03/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.										
Recipiente No.	R20Y	R860	X110	R132	R50	R37	R14	R19Y	R63	R34
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	25,15	25,10	25,08	25,33	25,44	14,73	14,15	17,11	32,01	32,97
Peso de muestra seca + recip. (gms)	21,00	21,30	21,28	21,21	21,02	13,79	13,31	15,72	25,32	25,97
Peso del recipiente (gms)	9,65	9,84	9,72	9,67	9,62	9,75	9,67	9,64	9,66	9,70
Peso del agua (gms)	4,15	3,80	3,80	4,12	4,42	0,94	0,84	1,39	6,69	7,00
Peso Seco (gms)	11,35	11,46	11,56	11,54	11,40	4,04	3,64	6,08	15,66	16,27
Contenido de humedad (%)	36,56	33,16	32,87	35,70	38,77	23,27	23,08	22,86	42,72	43,02
Número de golpes	13	30	45	40	23	23,07			42,87	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:

ASIMD - 423 AASHTO T - 89

LIMITE PLASTICO:

ASTM D-424 AASHTO T-90

HUMEDAD: ASIM D-2216

GRANULOMETRIA:

ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,17	0,17	0,02	99,98
8	2,36				
10		0,99	1,16	0,17	99,83
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	0,87	2,03	0,29	99,71
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	140,70	142,73	20,39	79,61
FONDO		12,37	155,10	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 36,00 %

LIMITE PLASTICO 23,07 %

INDICE PLASTICO 12,93 %

HUMEDAD NATURAL 42,87 %

CLASIFICACION SUSCS CL

% DE LOS	GRAVA	0,0%
AGREGADOS EN LA MUESTRA	ARENA	20,4%
	FINOS	79,6%
		100,0%

CLASIFICACIÓN AASHTO A-6

Descripción del material: Arcilla inorgánica de baja compresibilidad, mediana plasticidad de consistencia media y contenido de humedad, color café claro

Observaciones: Ensayo granulométrico por lavado

Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso:

Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: AV. ALEJANDRO CASTRO BENITÉZ Y COLÓN TINOCO

UBICACIÓN:

SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 3

PROFUNDIDAD: 3 mts.

FECHA: Machala 03/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.										
Recipiente No.	R44	R575	R71	R77	R44I	R24J	R161J	R330	R21	R23
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	26,77	26,35	26,16	26,17	26,97	11,63	11,42	11,39	38,72	38,08
Peso de muestra seca + recip. (gms)	21,76	21,38	21,42	21,44	21,05	10,65	10,51	10,50	30,42	29,51
Peso del recipiente (gms)	9,68	9,74	9,61	9,64	6,63	6,60	6,56	6,62	9,75	9,78
Peso del agua (gms)	5,01	4,97	4,74	4,73	5,92	0,98	0,91	0,89	8,30	8,57
Peso Seco (gms)	12,08	11,64	11,81	11,80	14,42	4,05	3,95	3,88	20,67	19,73
Contenido de humedad (%)	41,47	42,70	40,14	40,08	41,05	24,20	23,04	22,94	40,15	43,44
Número de golpes	22	15	25	43	30	23,39			41,80	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:
ASIMD - 423 AASHITO T - 89
LIMITE PLASTICO:
ASTM D-424 AASHITO T-90
HUMEDAD: ASIM D-2216
GRANULOMETRIA:
ASTM D-422 AASHITO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		0,49	0,49	0,07	99,93
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	1,07	1,56	0,22	99,78
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	92,82	94,38	13,48	86,52
FONDO		4,24	98,62	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 41,25 %
LIMITE PLASTICO 23,39 %
INDICE PLASTICO 17,86 %
HUMEDAD NATURAL 41,80 %
CLASIFICACION SUSCS CL

% DE LOS	GRAVA	0,0%
AGREGADOS EN LA MUESTRA	ARENA	13,48%
	FINOS	86,52%
		100%

CLASIFICACIÓN AASHITO A-7

Descripción del material: Arcilla inorgánica de baja compresibilidad y mediana plasticidad con contenido de humedad, color café claro

Observaciones: Granulometria por Lavado

Operador: Robinso Jimni Lima León

Reviso:

Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: AV. ALEJANDRO CASTRO BENITÉZ Y COLÓN TINOCO

UBICACIÓN:

SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 4
 PROFUNDIDAD: 4 mts.
 FECHA: Machala 03/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.										
Recipiente No.	A42	R4	X19	R91	R42	R5	R96	R319	R14	R5
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	23,82	23,46	23,50	23,34	23,71	17,05	17,60	16,97	37,87	37,16
Peso de muestra seca + recip. (gms)	19,76	19,46	19,67	19,45	19,44	15,66	16,03	15,53	28,16	27,35
Peso del recipiente (gms)	9,64	9,66	9,57	9,60	9,60	9,70	9,61	9,66	9,76	9,69
Peso del agua (gms)	4,06	4,00	3,83	3,89	4,27	1,39	1,57	1,44	9,71	9,81
Peso Seco (gms)	10,12	9,80	10,10	9,85	9,84	5,96	6,42	5,87	18,40	17,66
Contenido de humedad (%)	40,12	40,82	37,92	39,49	43,39	23,32	24,45	24,53	52,77	55,55
Número de golpes	21	18	41	32	28	24,10			54,16	



NORMAS
 LIMITE LIQUIDO:
 ASIMD - 423 AASHTO T - 89
 LIMITE PLASTICO:
 ASTM D-424 AASHTO T-90
 HUMEDAD: ASIM D-2216
 GRANULOMETRIA:
 ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		0,31	0,31	0,04	99,96
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	7,71	8,02	1,15	98,85
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	158,02	166,04	23,72	76,28
FONDO		4,26	170,30	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 40,70 %
 LIMITE PLASTICO 24,10 %
 INDICE PLASTICO 16,60 %
 HUMEDAD NATURAL 54,16 %
 CLASIFICACION SUSCS CL

% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	0,0%
	ARENA	23,72%
FINOS	76,28%	
	100%	

CLASIFICACIÓN AASHTO A-7

Descripción del material: Arcilla inorgánica de baja compresibilidad y mediana plasticidad con contenido de humedad, color gris oscuro, con minimas cantidades de materia organica

Observaciones: Granulometria por lavado
 Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso: Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: AV. ALEJANDRO CASTRO BENITÉZ Y COLÓN TINOCO

UBICACIÓN:

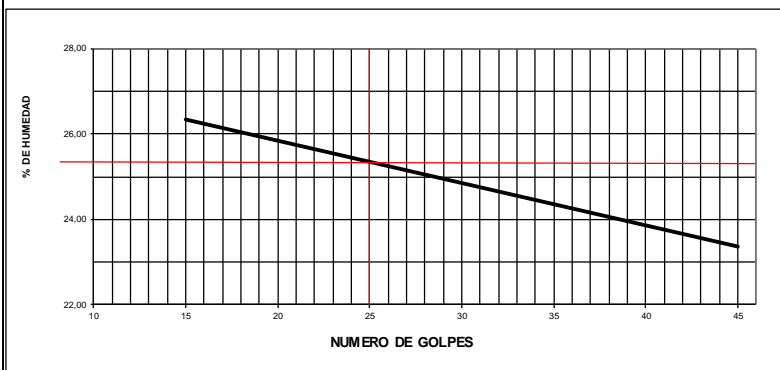
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 5

PROFUNDIDAD: 5 mts.

FECHA: Machala 03/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.										
Recipiente No.	R5A	E41	R59X	R21	R70	R117	R73	R90	R30g	R70
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	27,98	27,49	27,52	27,95	27,48	18,27	16,51	18,33	53,46	53,75
Peso de muestra seca + recip. (gms)	24,32	24,12	24,01	24,24	23,67	16,79	15,38	16,95	43,29	43,75
Peso del recipiente (gms)	9,67	9,65	9,59	9,78	9,83	9,64	9,58	9,59	9,66	9,70
Peso del agua (gms)	3,66	3,37	3,51	3,71	3,81	1,48	1,13	1,38	10,17	10,00
Peso Seco (gms)	14,65	14,47	14,42	14,46	13,84	7,15	5,80	7,36	33,63	34,05
Contenido de humedad (%)	24,98	23,29	24,34	25,66	27,53	20,70	19,48	18,75	30,24	29,37
Número de golpes	15	45	30	27	18	19,64			29,80	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:

ASIMD - 423 AASHTO T - 89

LIMITE PLASTICO:

ASTM D-424 AASHTO T-90

HUMEDAD: ASIM D-2216

GRANULOMETRIA:

ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		1,28	1,28	0,18	99,82
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	129,67	130,95	18,71	81,29
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	275,06	406,01	58,00	42,00
FONDO		2,33	408,34		
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 25,40 %

LIMITE PLASTICO 19,64 %

INDICE PLASTICO 5,76 %

HUMEDAD NATURAL 29,80 %

CLASIFICACION SUSCS

SM

% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA		
GRAVA		0%
ARENA		58,00%
FINOS		42,00%
		100%

CLASIFICACIÓN AASHTO A-4

Descripción del material: Arena limosa con mediano contenido de humedad, color gris claro.

Observaciones: Granulometría por lavado

Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso:

Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: AV. ALEJANDRO CASTRO BENITÉZ Y COLÓN TINOCO

UBICACIÓN:

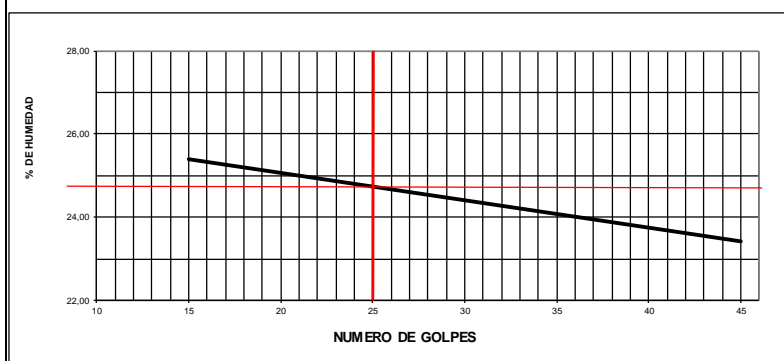
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 6

PROFUNDIDAD: 6 mts.

FECHA: Machala 03/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.	R5A	E41	R59X	R21	R70	R117	R73	R90	R30g	R70
Recipiente No.										
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	27,75	27,49	27,52	27,78	27,48	18,25	16,51	18,23	53,28	53,68
Peso de muestra seca + recip. (gms)	24,32	24,12	24,01	24,24	23,67	16,79	15,38	16,95	43,29	43,75
Peso del recipiente (gms)	9,67	9,65	9,59	9,78	9,83	9,64	9,58	9,59	9,66	9,70
Peso del agua (gms)	3,43	3,37	3,51	3,54	3,81	1,46	1,13	1,28	9,99	9,93
Peso Seco (gms)	14,65	14,47	14,42	14,46	13,84	7,15	5,80	7,36	33,63	34,05
Contenido de humedad (%)	23,41	23,29	24,34	24,48	27,53	20,42	19,48	17,39	29,71	29,16
Número de golpes	15	45	30	27	18	19,10			29,43	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO: ASIMD - 423 AASHTO T - 89
 LIMITE PLASTICO: ASTM D-424 AASHTO T-90
 HUMEDAD: ASIM D-2216
 GRANULOMETRIA: ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		1,98	1,98	0,28	99,72
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	132,67	134,65	19,24	80,76
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	275,06	409,71	58,53	41,47
FONDO		2,33	412,04		
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 24,80 %
 LIMITE PLASTICO 19,10 %
 INDICE PLASTICO 5,70 %
 HUMEDAD NATURAL 29,43 %

CLASIFICACION SUSCS SM

% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	0%
	ARENA	58,53%
	FINOS	41,47%
		100%

CLASIFICACIÓN AASHTO A-4

Descripción del material: Arena limosa con mediano contenido de humedad, color gris claro.

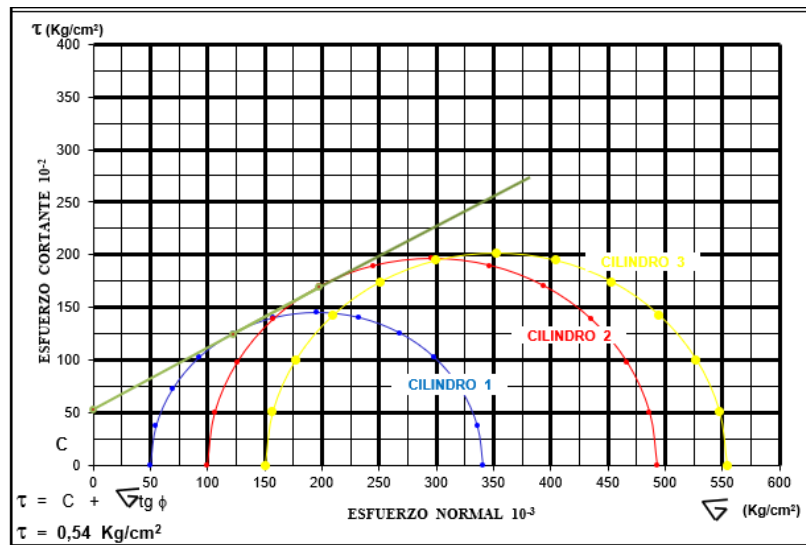
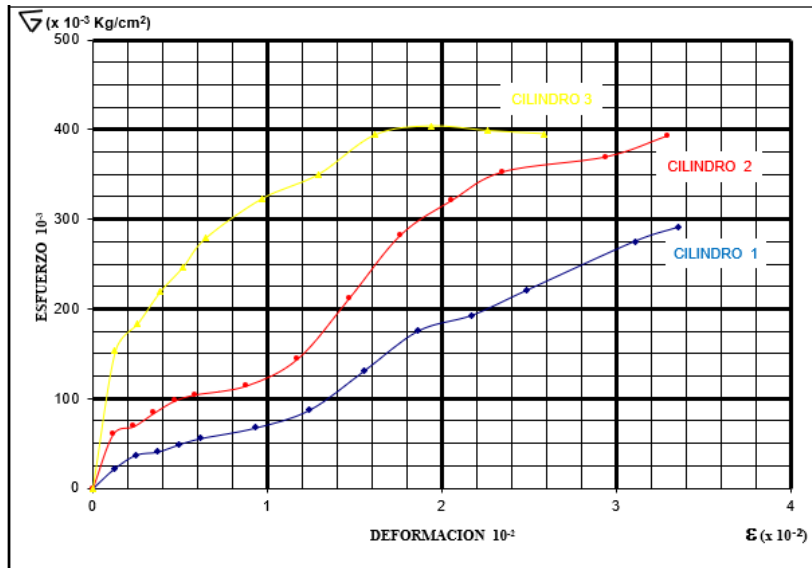
Observaciones: Granulometría por lavado
 Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso: Ing. Paul Cabrera Gordillo

Estratigrafía

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS UNIVERSIDAD TECNICA DE MACHALA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		SIMBOLOGIA		NOMENCLATURA		PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"																				
Operador: Robiso Jimmi Lima León Revisado: Ing. Paul Cabrera Gordillo		RELLENO 	NAF= Nivel de agua freática W = Humedad natural L.L.= Limite líquido L.P.= Limite plástico I.P.= Índice plástico "qu" = Resistencia a la Compresión simple ε = Deformación N = Número de golpes (SPT)	DIRECCION: AV. ALEJANDRO CASTRO BENITEZ Y COLÓN TINOCO SONDEO : Nº 2		FECHA: Machala 03/07/2019																				
PROF. MIS.	CAMBIO DE ESTRATO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	ESTRATI GRAFIA	NAF	#	PROFUNDIDAD	MUESTRA	CLASIF. SUCS	W %	L.L. %	L.P. %	I.P. %	% Pasante tamiz N°4	% Pasante tamiz N°40	% Pasante tamiz N°200	"qu" (Kg/cm ²)	P. UNT. (Kg/cm ²)	SPT Npie	W	O	L	L	X	I	P.	NUMERO DE GOLPES
0,6		RELLENO				0,6																				
1		Arcilla inorgánica de baja compresibilidad y alta plasticidad de consistencia media, con contenido de humedad, color café oscuro		-1,6	1	1,00	1,60	CL	44,55	48,70	27,33	21,37	100,00	99,96	99,32	1,68	2									
2		Arcilla inorgánica de baja compresibilidad, mediana plasticidad de consistencia media y contenido de humedad, color café claro			2	2,00	2,60	CL	42,87	36,00	23,07	12,93	99,98	99,71	79,61	0,290	3									
3		Arcilla inorgánica de baja compresibilidad y mediana plasticidad con contenido de humedad, color café claro			3	3,00	3,60	CL	41,80	41,25	23,39	17,86	100,00	99,78	86,52	1,82	4									
4		Arcilla inorgánica de baja compresibilidad y mediana plasticidad con contenido de humedad, color gris oscuro, con mínimas cantidades de materia orgánica			4	4,00	4,60	CL	54,16	40,70	24,10	16,60	100,00	98,85	76,28	0,390	4									
5		Arena limosa con mediano contenido de humedad, color gris claro.			5	5,00	5,60	SM	29,80	25,40	19,64	5,76	100,00	81,29	42,00	1,90	5									
6		Arena limosa con mediano contenido de humedad, color gris claro.			6	6,00	6,60	SM	29,43	24,80	19,10	5,70	100,00	80,76	41,47	0,404	5									

Resistencia al corte



COHESION

$C = 0,542$

$\phi = 5^\circ$

RESISTENCIA AL CORTE

$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi$

$\tau = 0,54 \text{ Kg/cm}^2$

7.3. Resultados de laboratorio del sondeo 3 (Cdl. Garcilla Guillén):

Humedad, plasticidad, granulometría y clasificación

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS											
ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS											
PROYEC											
DIRECCION: CDL. GARCÍA GUILLÉN						SONDEO N° 3					
UBICACIÓN:						MUESTRA No. 1					
SOLICITA: TESIS						PROFUNDIDAD: 1 mts					
						FECHA: Machala 08/07/2019					
ENSAYOS DE CONSISTENCIA		LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
PESO No.		1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
Recipiente No.		R4	R14	R132	R45	R77	R20Y	R37	R90	R20	R515
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)		24,12	24,58	24,93	24,59	24,59	17,95	15,61	15,94	32,97	32,32
Peso de muestra seca + recip. (gms)		18,91	19,13	19,31	18,99	19,01	16,28	14,33	14,60	25,68	25,27
Peso del recipiente (gms)		9,68	9,67	9,64	9,65	9,65	9,66	9,72	9,58	9,66	9,65
Peso del agua (gms)		5,21	5,45	5,62	5,60	5,58	1,67	1,28	1,34	7,29	7,05
Peso Seco (gms)		9,23	9,46	9,67	9,34	9,36	6,62	4,61	5,02	16,02	15,62
Contenido de humedad (%)		56,45	57,61	58,12	59,96	59,62	25,23	27,77	26,69	45,51	45,13
Número de golpes		43	33	27	15	11	26,56			45,32	
						<p>NORMAS</p> <p>LIMITE LIQUIDO: ASIM D - 423 AASHTO T - 89</p> <p>LIMITE PLASTICO: ASTM D-424 AASHTO T-90</p> <p>HUMEDAD: ASIM D-2216</p> <p>GRANULOMETRIA: ASTM D-422 AASHTO T-88</p>					
GRANULOMETRIA											
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE							
				Retenido	Pasante						
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00						
8	2,36										
10		0,09	0,09	0,01	99,99						
16	1,18										
30	0,6										
40	425micron.	2,00	2,09	0,30	99,70						
60	250micron.										
100	150micron.										
200	75micron.	29,83	31,92	4,56	95,44						
FONDO		0,13	32,05	100,00							
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00									
RESUMEN:											
LIMITE LIQUIDO				58,40 %							
LIMITE PLASTICO				26,56 %							
INDICE PLASTICO				31,84 %							
HUMEDAD NATURAL				45,32 %							
CLASIFICACION SUSCS				CH							
% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA		GRAVA	0,0%								
		ARENA	4,56%								
		FINOS	95,44%								
			100%								
CLASIFICACIÓN AASHTO				A-7							
Descripción del material: Arcilla inorgánica de alta compresibilidad, plasticidad alta, contenido de humedad, color café oscuro de consistencia firme.											
Observaciones:		Ensayo granulométrico por lavado			Reviso:						
Operador:		Robinsó Jimmi Lima León			Ing. Paul Cabrera Gordillo						

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: CDL. GARCÍA GUILLÉN

UBICACIÓN:

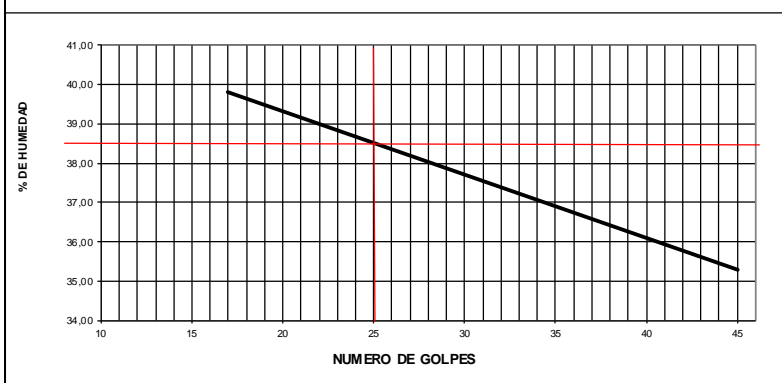
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 2

PROFUNDIDAD: 2 mts.

FECHA: Machala 08/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.										
Recipiente No.	R58	R5A	R52	R50	R25	R96	X19	R118	R20Y	R33
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	25,14	25,78	26,67	25,30	25,59	16,79	16,71	18,50	23,42	23,94
Peso de muestra seca + recip. (gms)	21,02	21,58	22,01	20,93	21,02	15,35	15,26	16,68	18,92	19,26
Peso del recipiente (gms)	9,65	9,68	9,56	9,64	9,62	9,61	9,57	9,77	9,64	9,68
Peso del agua (gms)	4,12	4,20	4,66	4,37	4,57	1,44	1,45	1,82	4,50	4,68
Peso Seco (gms)	11,37	11,90	12,45	11,29	11,40	5,74	5,69	6,91	9,28	9,58
Contenido de humedad (%)	36,24	35,29	37,43	38,71	40,09	25,09	25,48	26,34	48,49	48,85
Número de golpes	32	45	37	24	17	25,64			48,67	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:
ASIMD - 423 AASHTO T - 89

LIMITE PLASTICO:
ASTM D-424 AASHTO T-90

HUMEDAD: ASIM D-2216

GRANULOMETRIA:
ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		0,00	0,00	0,00	100,00
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	0,15	0,15	0,02	99,98
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	19,50	19,65	2,81	97,19
FONDO		0,46	20,11	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 38,50 %

LIMITE PLASTICO 25,64 %

INDICE PLASTICO 12,86 %

HUMEDAD NATURAL 48,67 %

CLASIFICACION SUSCS OL

% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	0,0%
	ARENA	2,8%
	FINOS	97,2%
		100%

CLASIFICACIÓN AASHTO A-6

Descripción del material: Arcilla orgánica de baja compresibilidad, mediana plasticidad de consistencia media y contenido de humedad, color gris oscuro

Observaciones: Ensayo granulométrico por lavado
Operador: Robinso Jimmí Lima León

Reviso: Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: CDL. GARCÍA GUILLÉN

UBICACIÓN:

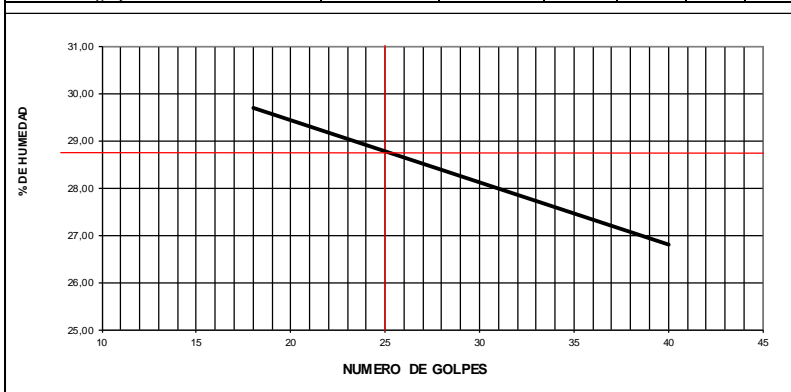
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 3

PROFUNDIDAD: 3 mts.

FECHA: Machala 08/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.	R31A	K14	R30g	R28	K55	R59X	R71	X50	R68	R30s
Recipiente No.										
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	24,61	24,27	24,51	24,62	24,50	17,23	14,90	19,77	32,65	32,91
Peso de muestra seca + recip. (gms)	21,46	21,17	21,26	21,20	20,99	15,73	13,93	17,87	27,05	26,77
Peso del recipiente (gms)	9,61	9,66	9,69	9,68	9,60	9,60	9,61	9,81	9,71	9,69
Peso del agua (gms)	3,15	3,10	3,25	3,42	3,51	1,50	0,97	1,90	5,60	6,14
Peso Seco (gms)	11,85	11,51	11,57	11,52	11,39	6,13	4,32	8,06	17,34	17,08
Contenido de humedad (%)	26,58	26,93	28,09	29,69	30,82	24,47	22,45	23,57	32,30	35,95
Número de golpes	25	40	33	18	22	23,50			34,12	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:
ASIMD - 423 AASHTO T - 89

LIMITE PLASTICO:
ASTM D-424 AASHTO T-90

HUMEDAD: ASIM D-2216

GRANULOMETRIA:
ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		0,37	0,37	0,05	99,95
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	10,92	11,29	1,61	98,39
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	308,37	319,66	45,67	54,33
FONDO		13,98	333,64	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO **28,80** %

LIMITE PLASTICO **23,50** %

INDICE PLASTICO **5,30** %

HUMEDAD NATURAL **34,12** %

CLASIFICACION SUSCS **ML**

% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	0,0%
	ARENA	45,67%
	FINOS	54,33%
		100%

CLASIFICACIÓN AASHTO **A-4**

Descripción del material: Limo arenoso de baja plasticidad con contenido de humedad,color gris oscuro.

Observaciones: Granulometria por Lavado

Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso:

Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

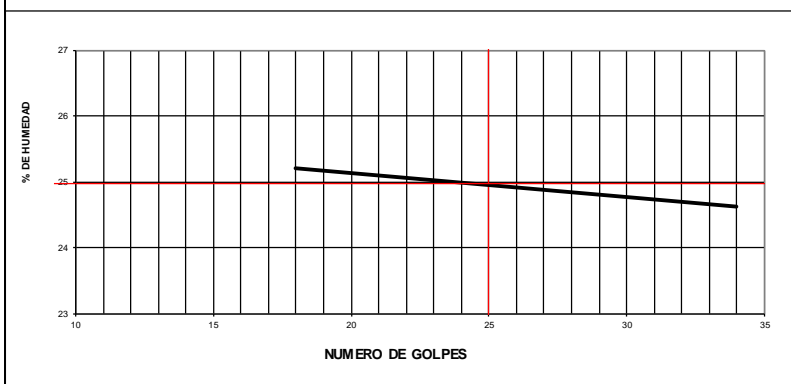
DIRECCION: CDL. GARCÍA GUILLÉN

UBICACIÓN:

SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 4
 PROFUNDIDAD: 4 mts.
 FECHA: Machala 08/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.	R319	R42	R575	R19Y	R20	R5	R22	X110	R186	RX6
Recipiente No.										
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	27,66	27,84	27,48	27,99	27,40	17,24	16,07	16,05	36,39	36,03
Peso de muestra seca + recip. (gms)	24,05	24,28	23,98	24,32	23,79	15,87	14,90	14,92	29,24	29,07
Peso del recipiente (gms)	9,66	9,60	9,82	9,63	9,68	9,69	9,62	9,73	9,61	9,77
Peso del agua (gms)	3,61	3,56	3,50	3,67	3,61	1,37	1,17	1,13	7,15	6,96
Peso Seco (gms)	14,39	14,68	14,16	14,69	14,11	6,18	5,28	5,19	19,63	19,30
Contenido de humedad (%)	25,09	24,25	24,72	24,98	25,58	22,17	22,16	21,77	36,42	36,06
Número de golpes	34	30	22	25	18	22,03			36,24	



NORMAS
 LIMITE LIQUIDO: ASIMD - 423 AASHTO T - 89
 LIMITE PLASTICO: ASTM D-424 AASHTO T-90
 HUMEDAD: ASIM D-2216
 GRANULOMETRIA: ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		1,19	1,19	0,17	99,83
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	7,59	8,78	1,25	98,75
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	373,07	381,85	54,55	45,45
FONDO		29,71	411,56	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO	25,00 %
LIMITE PLASTICO	22,03 %
INDICE PLASTICO	2,97 %
HUMEDAD NATURAL	36,24 %
CLASIFICACION SUSCS	SM

% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	0,0%
	ARENA	54,55%
	FINOS	45,45%
		100%

CLASIFICACIÓN AASHTO **A-4**

Descripción del material: Arena limosa con contenido de humedad, color gris oscuro.

Observaciones: Granulometria por lavado
 Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso:
 Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: CDL. GARCÍA GULLÉN

UBICACIÓN:

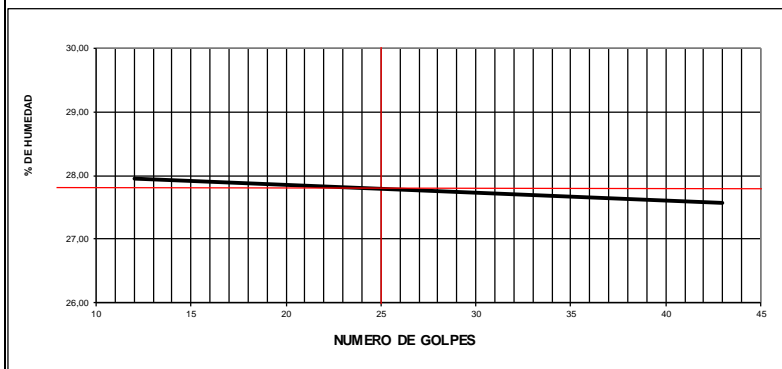
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 5

PROFUNDIDAD: 5 mts.

FECHA: Machala 08/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.										
Recipiente No.	R319	R5	R20	R22	R19Y	X110	R42	R575	R34X	R58
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	23,55	23,39	23,10	23,64	23,50	16,01	14,50	16,09	36,38	36,90
Peso de muestra seca + recip. (gms)	20,49	20,43	20,21	20,58	20,51	14,78	13,55	14,86	28,51	29,40
Peso del recipiente (gms)	9,65	9,68	9,69	9,62	9,64	9,73	9,59	9,77	9,83	9,65
Peso del agua (gms)	3,06	2,96	2,89	3,06	2,99	1,23	0,95	1,23	7,87	7,50
Peso Seco (gms)	10,84	10,75	10,52	10,96	10,87	5,05	3,96	5,09	18,68	19,75
Contenido de humedad (%)	28,23	27,53	27,47	27,92	27,51	24,36	23,99	24,17	42,13	37,97
Número de golpes	12	22	35	43	36	24,17			40,05	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:
ASIMD - 423 AASHTO T - 89
LIMITE PLASTICO:
ASTM D-424 AASHTO T-90
HUMEDAD: ASIM D-2216
GRANULOMETRIA:
ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		0,25	0,25	0,04	99,96
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	8,92	9,17	1,31	98,69
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	256,78	265,95	37,99	62,01
FONDO		2,44	268,39		
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 27,80%
LIMITE PLASTICO 24,17%
INDICE PLASTICO 3,63%
HUMEDAD NATURAL 40,05%
CLASIFICACION SUSCS ML
% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA
GRAVA 0%
ARENA 37,99%
FINOS 62,01%
100%
CLASIFICACIÓN AASHTO A-4

Descripción del material: Limos inorgánicos de baja plasticidad con contenido de humedad, color café claro.

Observaciones: Granulometría por lavado

Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso:

Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: CDL. GARCÍA GULLÉN

UBICACIÓN:

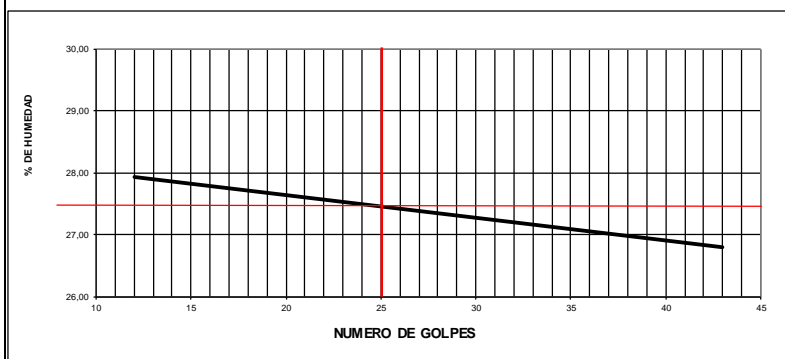
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 6

PROFUNDIDAD: 6 mts.

FECHA: Machala 08/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.	R319	R5	R20	R22	R19Y	X110	R42	R575	R34X	R58
Recipiente No.										
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	23,50	23,39	23,10	23,45	23,50	16,01	14,60	16,03	36,32	36,80
Peso de muestra seca + recip. (gms)	20,49	20,43	20,21	20,58	20,51	14,78	13,55	14,86	28,51	29,40
Peso del recipiente (gms)	9,65	9,68	9,69	9,62	9,64	9,73	9,59	9,77	9,83	9,65
Peso del agua (gms)	3,01	2,96	2,89	2,87	2,99	1,23	1,05	1,17	7,81	7,40
Peso Seco (gms)	10,84	10,75	10,52	10,96	10,87	5,05	3,96	5,09	18,68	19,75
Contenido de humedad (%)	27,77	27,53	27,47	26,19	27,51	24,36	26,52	22,99	41,81	37,47
Número de golpes	12	22	35	43	36	24,62			39,64	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:

ASIMD - 423 AASHTO T - 89

LIMITE PLASTICO:

ASTM D-424 AASHTO T-90

HUMEDAD: ASIM D-2216

GRANULOMETRIA:

ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		1,25	1,25	0,18	99,82
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	10,92	12,17	1,74	98,26
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	258,78	270,95	38,71	61,29
FONDO		2,44	273,39		
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 27,40 %

LIMITE PLASTICO 24,62 %

INDICE PLASTICO 2,78 %

HUMEDAD NATURAL 39,64 %

CLASIFICACION SUSCS ML

% DE LOS	GRAVA	0%
AGREGADOS EN LA MUESTRA	ARENA	38,71 %
	FINOS	61,29 %
		100 %

CLASIFICACIÓN AASHTO A-4

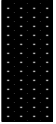




Descripción del material: Limos inorgánicos de baja plasticidad con contenido de humedad, color café claro.

Observaciones: Granulometría por lavado

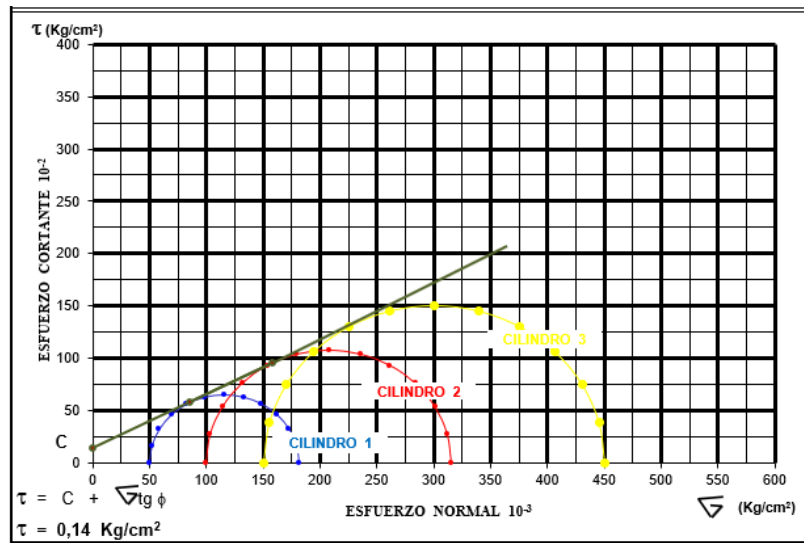
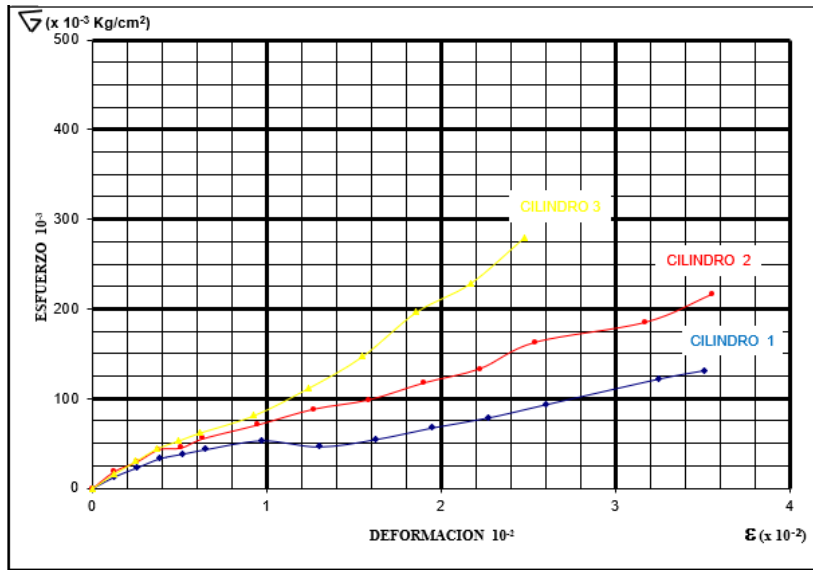
Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso:

Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS UNIVERSIDAD TECNICA E MACHALA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		SIMBOLOGIA		NOMENCLATURA		PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"														
Operador: Robiso Jimmi Lima León Reviso: Ing. Paul Cabrera Gordillo		RELLENO  GRAVA  ARENA  LIMO  ARCILLA 		NAF= Nivel de agua freática W = Humedad natural L.L. = Limite líquido L.P.= Limite plástico I.P. = Indice plástico "qu" = Resistencia a la Compresión simple ε = Deformación N = Número de golpes (SPT)		DIRECCION: CDL GARCÍA GULLÉN SONDEO : Nº 3		FECHA: Machala 08/07/2019												
PROF mts.	CAMBIO DE ESTRATO	ESTRATI GRAFIA	NAF	MUESTRA #	PROFUNDIDAD	CLASIF. SUCS	W %	L.L. %	L.P. %	I.P. %	GRANULOMETRIA	"qu" (kg/cm ²)	P. UNT. (gr/cm ³)	SPT Npie	W	O.L.L.	X	I.P.	NUMERO DE GOLPES	
0,4		RELLENO		1	0,40															
1		Arcilla inorgánica de alta compresibilidad, plasticidad alta, contenido de humedad, color café oscuro de consistencia firme.	-1,4	1	1,00	CH	45,32	58,40	26,56	31,84	100,00	99,70	95,44	2						
2		Arcilla orgánica de baja compresibilidad, mediana plasticidad de consistencia media y contenido de humedad, color gris oscuro		2	2,00	OL	48,67	38,50	25,64	12,86	100,00	99,98	97,19	2						
3		Limo arenoso de baja plasticidad con contenido de humedad, color gris oscuro.		3	3,00	ML	34,12	28,80	23,50	5,30	100,00	98,39	54,33	2						
4		Arcilla limosa con contenido de humedad, color gris oscuro.		4	4,00	SM	36,24	25,00	22,03	2,97	100,00	98,75	45,45	3						
5		Limos inorgánicos de baja plasticidad con contenido de humedad, color café claro.		5	5,00	ML	40,05	27,80	24,17	3,63	100,00	98,69	62,01	3						
6		Limos inorgánicos de baja plasticidad con contenido de humedad, color café claro.		6	6,00	ML	39,64	27,40	24,62	2,78	100,00	98,26	61,29	4						
A G U A																				

Resistencia al corte



COHESION

$C = 0,14$

$\phi = 5^\circ$

RESISTENCIA AL CORTE

$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi$

$\tau = 0,14 \text{ Kg/cm}^2$

7.4. Resultados de laboratorio del sondeo 4 (Lotización Francisco Abad Vallejo):

Humedad, plasticidad, granulometría y clasificación

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS											
ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS											
PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"											
DIRECCION: LOTIZACIÓN FRANCISCO ABAD VALLEJO						SONDEO N° 4					
UBICACIÓN:						MUESTRA No. 1					
SOLICITA: TESIS						PROFUNDIDAD: 1 mts					
						FECHA: Machala 18/07/2019					
ENSAYOS DE CONSISTENCIA		LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
PESO No.		1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
Recipiente No.		R44	R52	R5	X19	R14	R30g	R4	R611	R5	R42
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)		24,00	24,73	24,66	24,20	24,46	14,88	14,13	14,71	26,93	26,44
Peso de muestra seca + recip. (gms)		20,95	21,00	20,91	20,36	20,35	13,71	13,16	13,57	23,66	23,22
Peso del recipiente (gms)		9,68	9,57	9,66	9,56	9,67	9,63	9,66	9,64	9,70	9,61
Peso del agua (gms)		3,05	3,73	3,75	3,84	4,11	1,17	0,97	1,14	3,27	3,22
Peso Seco (gms)		11,27	11,43	11,25	10,80	10,68	4,08	3,50	3,93	13,96	13,61
Contenido de humedad (%)		27,06	32,63	33,33	35,56	38,48	28,68	27,71	29,01	23,42	23,66
Número de golpes		19	35	45	30	23	28,47			23,54	

NORMAS

LIMITE LIQUIDO:
ASIMD - 423 AASHTO T - 89

LIMITE PLASTICO:
ASTM D-424 AASHTO T-90

HUMEDAD: ASIM D-2216

GRANULOMETRIA:
ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		0,00	0,00	0,00	100,00
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	0,31	0,31	0,04	99,96
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	109,23	109,54	15,65	84,35
FONDO		4,75	114,29	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO **37,00** %

LIMITE PLASTICO **28,47** %

INDICE PLASTICO **8,53** %

HUMEDAD NATURAL **23,54** %

CLASIFICACION SUSCS **ML**

% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	ARENA	FINOS
	0,0%	15,65%	84,35%
			100%

CLASIFICACIÓN AASHTO **A-4**

Descripción del material: Limos inorgánicos de compresibilidad y mediana plasticidad, con mediano contenido de humedad, color café claro

Observaciones: Ensayo granulométrico por lavado

Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso: Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: LOTIZACIÓN FRANCISCO ABAD VALLEJO

UBICACIÓN:

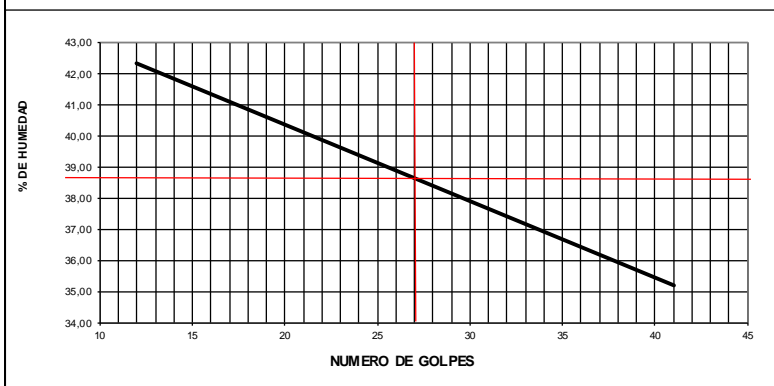
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 2

PROFUNDIDAD: 2 mts.

FECHA: Machala 18/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
Peso No.										
Recipiente No.	RX3	F5	R161	X137	T129	R441	Y7	62	R28	R50
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)	22,58	22,83	22,78	22,15	22,72	10,80	10,40	10,79	29,16	29,28
Peso de muestra seca + recip. (gms)	18,36	18,56	18,47	17,70	17,96	9,92	9,62	9,92	24,69	24,80
Peso del recipiente (gms)	6,63	6,57	6,56	6,62	6,71	6,62	6,66	6,54	9,71	9,63
Peso del agua (gms)	4,22	4,27	4,31	4,45	4,76	0,88	0,78	0,87	4,47	4,48
Peso Seco (gms)	11,73	11,99	11,91	11,08	11,25	3,30	2,96	3,38	14,98	15,17
Contenido de humedad (%)	35,98	35,61	36,19	40,16	42,31	26,67	26,35	25,74	29,84	29,53
Número de golpes	32	41	38	24	12	26,25			29,69	



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:
ASIMD - 423 AASHTO T - 89

LIMITE PLASTICO:
ASTM D-424 AASHTO T-90

HUMEDAD: ASIM D-2216

GRANULOMETRIA:
ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	1,88	1,88	0,27	99,73
8	2,36				
10		0,99	2,87	0,41	99,59
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	1,16	4,03	0,58	99,42
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	66,53	70,56	10,08	89,92
FONDO		5,16	75,72	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 38,70 %

LIMITE PLASTICO 26,25 %

INDICE PLASTICO 12,45 %

HUMEDAD NATURAL 29,69 %

CLASIFICACION SUSCS OL

% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA		
GRAVA		0,3%
ARENA		9,8%
FINOS		89,9%
		100,0%

CLASIFICACIÓN AASHTO A-6

Descripción del material: Arcilla organica de baja compresibilidad, mediana plasticidad de consistencia firme y contenido de humedad, color café oscuro.

Observaciones: Ensayo granulométrico por lavado
Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso: Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: LOTIZACIÓN FRANCISCO ABAD VALLEJO

UBICACIÓN:

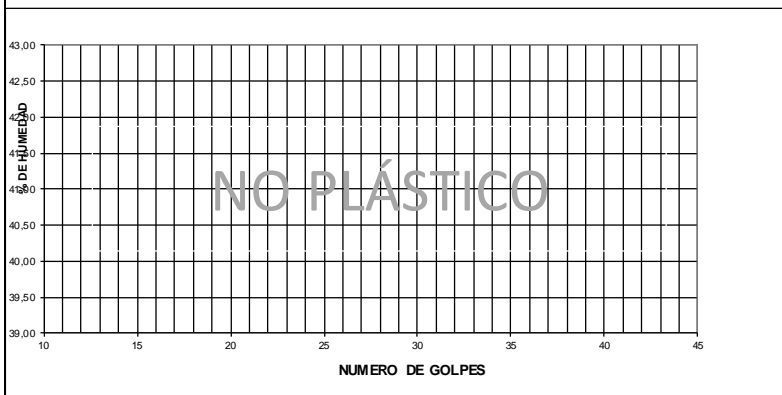
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 3

PROFUNDIDAD: 3 mts.

FECHA: Machala 18/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.									R52	R4
Recipiente No.									31,12	31,75
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)									27,03	27,60
Peso de muestra seca + recip. (gms)									9,59	9,68
Peso del recipiente (gms)									4,09	4,15
Peso del agua (gms)									17,44	17,92
Peso Seco (gms)									23,45	23,16
Contenido de humedad (%)									23,31	
Número de golpes										



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:

ASIMD - 423 AASHTO T - 89

LIMITE PLASTICO:

ASTM D-424 AASHTO T-90

HUMEDAD: ASIM D-2216

GRANULOMETRIA:

ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	Retenido Acumulado	PORCENTAJE	
				Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		0,07	0,07	0,01	99,99
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	142,82	142,89	20,41	79,59
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	365,05	507,94	72,56	27,44
FONDO		12,75	520,69	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 0,00 %

LIMITE PLASTICO 0,00 %

INDICE PLASTICO 0,00 %

HUMEDAD NATURAL 23,31 %

CLASIFICACION SUSCS SM

% DE LOS		
AGREGADOS EN LA	GRAVA	0,0%
MUESTRA	ARENA	72,56%
	FINOS	27,44%
		100%

CLASIFICACIÓN AASHTO A-3

Descripción del material: Arena fina con limos inorgánicos no plasticos y medio de contenido de humedad,color café claro

Observaciones: Granulometria por Lavado

Reviso:

Operador: Robinso Jimmi Lima León

Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

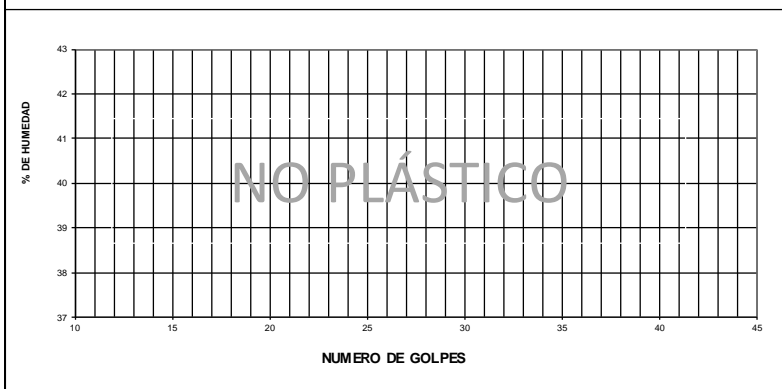
DIRECCION: LOTIZACIÓN FRANCISCO ABAD VALLEJO

UBICACIÓN:

SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 4
PROFUNDIDAD: 4 mts.
FECHA: Machala 18/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.									R52	R4
Recipiente No.									31,14	31,54
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)									27,03	27,60
Peso de muestra seca + recip. (gms)									9,59	9,68
Peso del recipiente (gms)									4,11	3,94
Peso del agua (gms)									17,44	17,92
Peso Seco (gms)									23,57	21,99
Contenido de humedad (%)										
Número de golpes									22,78	



NORMAS
LIMITE LIQUIDO:
 ASIMD - 423 AASHTO T - 89
LIMITE PLASTICO:
 ASTM D-424 AASHTO T-90
HUMEDAD:ASIM D-2216
GRANULOMETRIA:
 ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	PORCENTAJE		
			Retenido Acumulado	Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		1,07	1,07	0,15	99,85
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	145,82	146,89	20,98	79,02
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	366,05	512,94	73,28	26,72
FONDO		12,75	525,69	100,00	
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:
 LIMITE LIQUIDO 0,00 %
 LIMITE PLASTICO 0,00 %
 INDICE PLASTICO 0,00 %
 HUMEDAD NATURAL 22,78 %
 CLASIFICACION SUSCS SM

% DE LOS	GRAVA	0,0%
AGREGADOS EN LA MUESTRA	ARENA	73,28%
	FINOS	26,72%
		100%

 CLASIFICACIÓN AASHTO A-3

Descripción del material: Arena fina con limos inorgánicos no plasticos y medio de contenido de humedad,color café claro

Observaciones: Granulometria por lavado
 Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso: Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: LOTIZACIÓN FRANCISCO ABAD VALLEJO

UBICACIÓN:

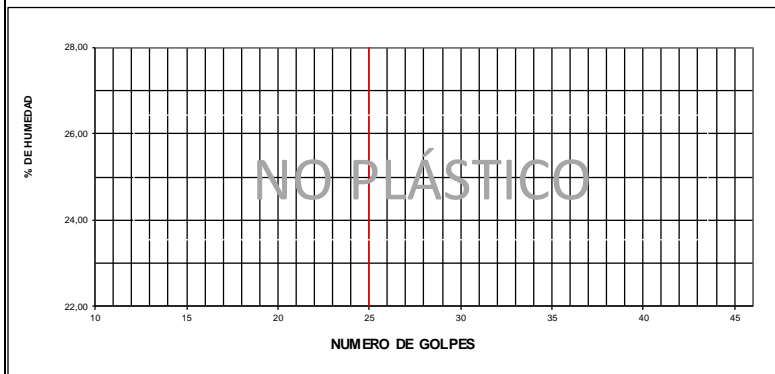
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 5

PROFUNDIDAD: 5 mts.

FECHA: Machala 18/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.									R52	R4
Recipiente No.									31,18	31,72
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)									27,03	27,60
Peso de muestra seca + recip. (gms)									9,59	9,68
Peso del recipiente (gms)									4,15	4,12
Peso del agua (gms)									17,44	17,92
Peso Seco (gms)									23,80	22,99
Contenido de humedad (%)										
Número de golpes										23,39



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:
ASIMD - 423 AASHTO T - 89
LIMITE PLASTICO:
ASTM D-424 AASHTO T-90
HUMEDAD: ASIM D-2216
GRANULOMETRIA:
ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso Retenido	PORCENTAJE		
			Retenido Acumulado	Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		2,07	2,07	0,30	99,70
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	141,82	143,89	20,56	79,44
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	367,05	510,94	72,99	27,01
FONDO		12,75	523,69		
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 0,00 %
LIMITE PLASTICO 0,00 %
INDICE PLASTICO 0,00 %
HUMEDAD NATURAL 23,39 %
CLASIFICACION SUSCS SM

% DE LOS AGREGADOS EN LA MUESTRA	GRAVA	0%
	ARENA	72,99%
	FINOS	27,01%
		100%

CLASIFICACIÓN AASHTO A-3

Descripción del material: Arena fina con limos inorgánicos no plasticos y medio de contenido de humedad,color café claro

Observaciones: Granulometria por lavado

Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso:

Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS

ENSAYO DE CLASIFICACION DE SUELOS

PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"

DIRECCION: LOTIZACIÓN FRANCISCO ABAD VALLEJO

UBICACIÓN:

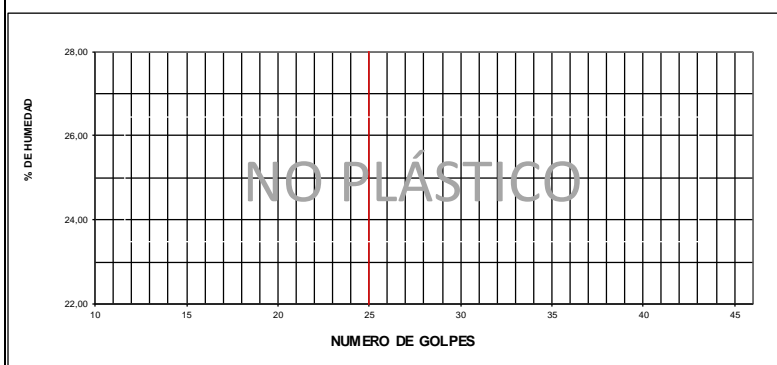
SOLICITA: TESIS

MUESTRA No. 6

PROFUNDIDAD: 6 mts.

FECHA: Machala 18/07/2019

ENSAYOS DE CONSISTENCIA	LIMITE LIQUIDO					LIMITE PLASTICO			HUM. NAT.	
	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2
PESO No.									R52	R4
Recipiente No.										
Peso de muestra húmeda + recip. (gms)									31,24	31,54
Peso de muestra seca + recip. (gms)									27,03	27,60
Peso del recipiente (gms)									9,59	9,68
Peso del agua (gms)									4,21	3,94
Peso Seco (gms)									17,44	17,92
Contenido de humedad (%)									24,14	21,99
Número de golpes										23,06



NORMAS

LIMITE LIQUIDO:

ASIMD - 423 AASHTO T - 89

LIMITE PLASTICO:

ASTM D-424 AASHTO T-90

HUMEDAD: ASIM D-2216

GRANULOMETRIA:

ASTM D-422 AASHTO T-88

GRANULOMETRIA					
TAMIZ No	Milímetros	Peso	PORCENTAJE		
			Retenido	Retenido	Pasante
4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
8	2,36				
10		1,07	1,07	0,15	99,85
16	1,18				
30	0,6				
40	425micron.	149,82	150,89	21,56	78,44
60	250micron.				
100	150micron.				
200	75micron.	368,05	518,94	74,13	25,87
FONDO		12,75	531,69		
PESO ANTES DEL LAVADO		700,00			

RESUMEN:

LIMITE LIQUIDO 0,00 %

LIMITE PLASTICO 0,00 %

INDICE PLASTICO 0,00 %

HUMEDAD NATURAL 23,06 %

CLASIFICACION SUSCS

SM

% DE LOS	GRAVA	0%
AGREGADOS EN LA MUESTRA	ARENA	74,13%
	FINOS	25,87%
		100%

CLASIFICACIÓN AASHTO A-3

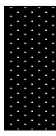
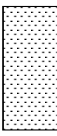

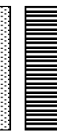







Descripción del material: Arena fina con limos inorgánicos no plasticos y medio de contenido de humedad,color café claro

Observaciones: Granulometria por lavado

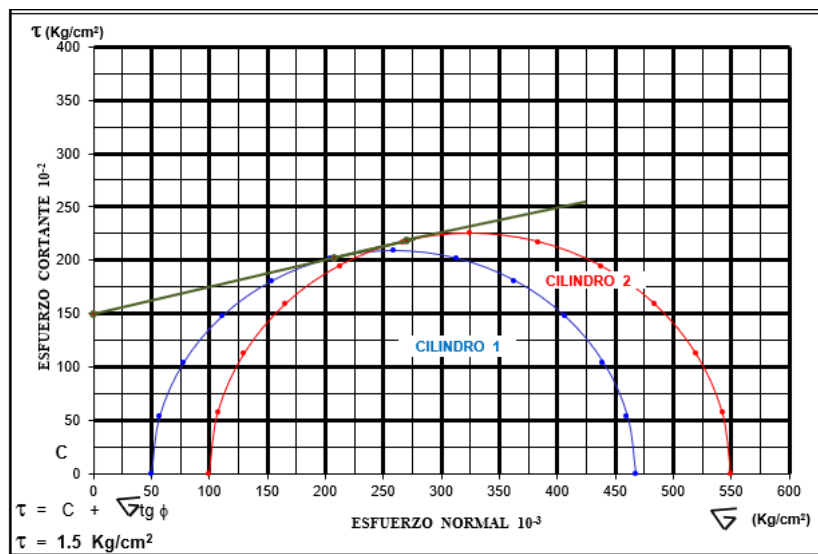
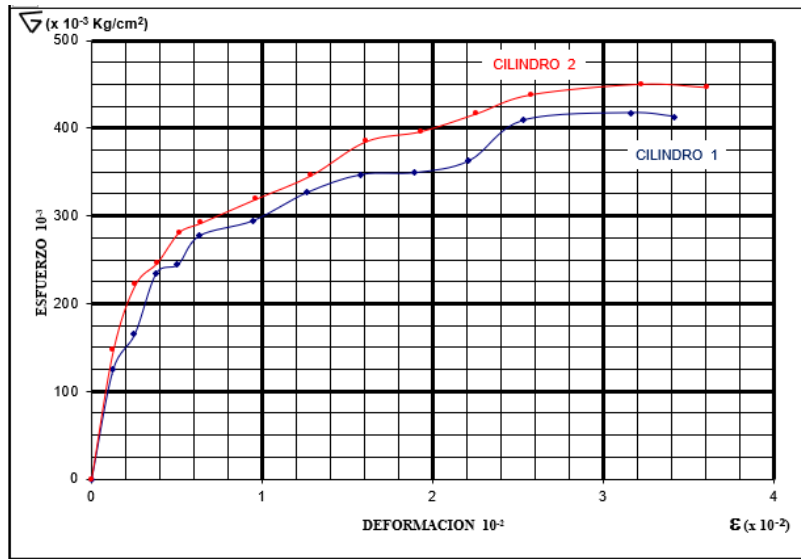
Operador: Robinso Jimmi Lima León

Reviso:

Ing. Paul Cabrera Gordillo

LABORATORIO DE SUELOS & PAVIMENTOS UNIVERSIDAD TECNICA DE MACHALA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		SIMBOLOGIA		NOMENCLATURA		PROYECTO: "INFORMACIÓN GEOTÉCNICA COMO ELEMENTO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA VIVIENDAS DE 3 PISOS EN LA CIUDAD DE MACHALA"												
Operador: Robiso Jimmi Lima León Revisó: Ing. Paul Cabrera Gortillo		<p>RELLENO</p>  <p>GRAVA</p>  <p>ARENA</p>  <p>LIMO</p>  <p>ARCILLA</p> 		<p>NAF= Nivel de agua freática</p> <p>W = Humedad natural</p> <p>L. L. = Limite liquido</p> <p>L. P.= Limite plástico</p> <p>I. P. = Indice plástico</p> <p>"qu" = Resistencia a la Compresion simple</p> <p>ε = Deformación</p> <p>N = Número de golpes (SPT)</p>		<p>DIRECCION: LOTIZACIÓN FRANCISCO ABAD VALLEJO</p> <p>SONDEO : Nº 4</p>		<p>FECHA: Machala 18/07/2019</p>										
PROF mts.	CAMBIO DE ESTRATO	ESTRATO GRAFA	NAF	# MUESTRA	CLASIF. SICS	W %	L. L. %	L. P. %	I. P. %	GRANULOMETRIA		"qu" (Kg/cm ²)	P. UNIT. (gr/cm ³)	SPT Npie	W	O. L. L.	X I. P.	NUMERO DE GOLPES
1	Limos inorganicos de compresibilidad y mediana plasticidad, con mediano contenido de humedad, color café claro			1 1,00 1,00	ML	23,54	37,00	28,47	8,53	100,00	99,96	84,35	1,7	5				
2	Arcilla organica de baja compresibilidad, mediana plasticidad de consistencia firme y contenido de humedad, color café oscuro.		-2	2 2,00 2,00	OL	29,69	38,70	26,25	12,45	99,73	99,42	89,92	1,8	4				
3	Arena fina con limos inorganicos no plasticos y medio de contenido de humedad,color café claro			3 3,00 3,00	SM	23,31	0,00	0,00	0,00	100,00	79,59	27,44	1,78	5				
4	Arena fina con limos inorganicos no plasticos y medio de contenido de humedad,color café claro			4 4,00 4,00	SM	22,78	0,00	0,00	0,00	100,00	79,02	26,72	1,82	6				
5	Arena fina con limos inorganicos no plasticos y medio de contenido de humedad,color café claro			5 5,00 5,00	SM	23,39	0,00	0,00	0,00	100,00	79,44	27,01	1,84	7				
6	Arena fina con limos inorganicos no plasticos y medio de contenido de humedad,color café claro			6 6,00 6,00	SM	23,06	0,00	0,00	0,00	100,00	78,44	25,87	1,86	8				
A G U A																		

Resistencia a la corte



COHESION

C = 1,496

$\phi = 6^\circ$

RESISTENCIA AL CORTE

$\tau = C + \sigma \text{tg } \phi$

$\tau = 1,50 \text{ Kg/cm}^2$

7.5. Memoria fotográfica

Trabajos en laboratorio:



Equipo para el ensayo de limite líquido, limite plástico



Realización de limite líquido



Extracción de muestras inalteradas de los tubos shelby



Extracción de muestras inalteradas de los tubos shelby



Compresión simple

Extracciones de muestras respecto a los 4 sondeos:



Perforación sondeo 1



Perforación sondeo 2



Perforación sondeo 3



Perforación sondeo 4



Extractor de muestras inalteradas con tubo shelby, sondeo 1



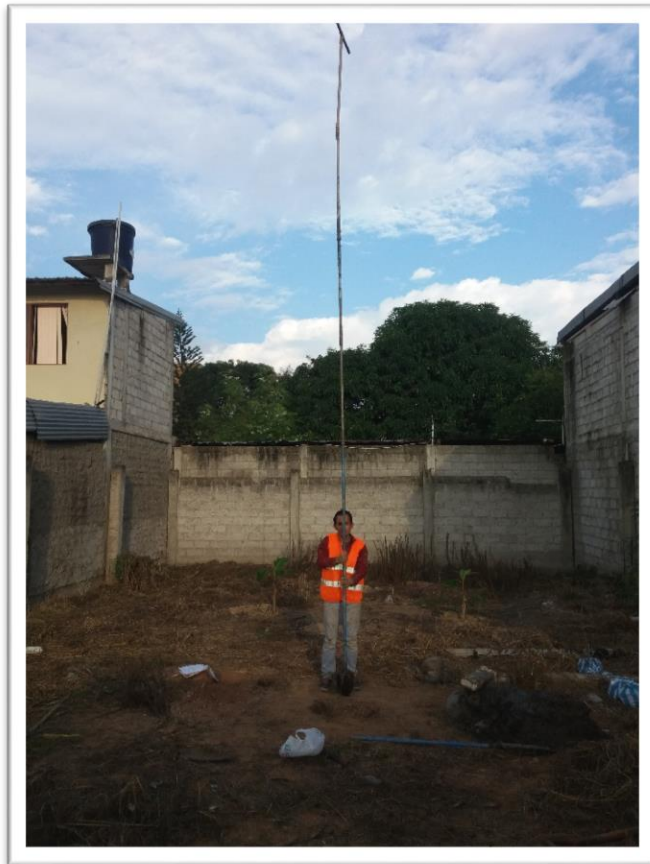
Muestra en tubo shelby



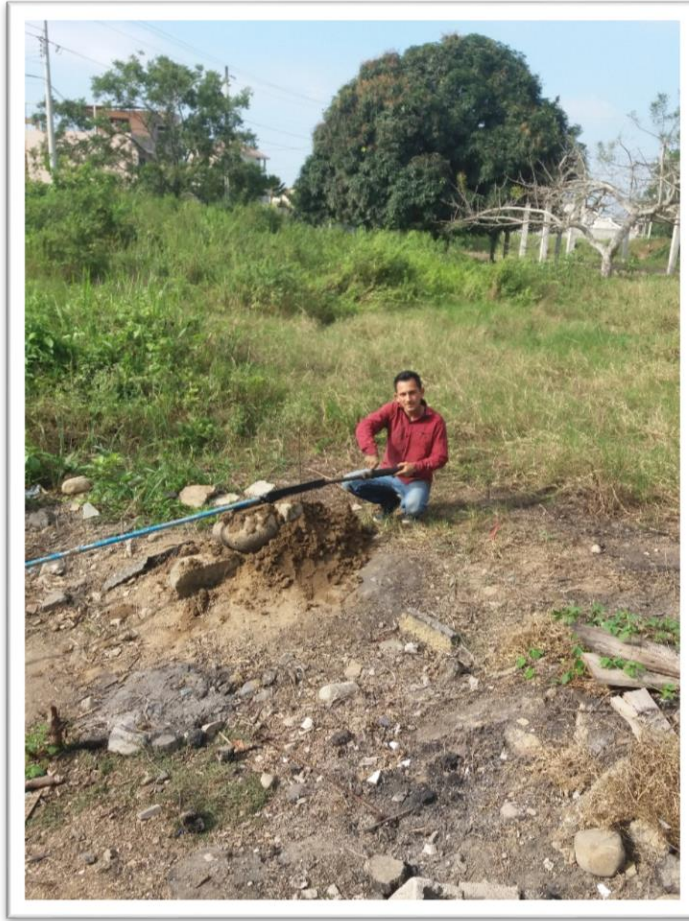
Arcilla blanda sondeo 1



Perforación en proceso sondeo 4



Extracción de muestras 6m sondeo 3



Extractor de muestras con tubo shelby, sondeo 4



Arena limosa se encontró a los 3 metros en el sondeo 4



Extrayendo el martillo con la muestra en el tubo shelby, sondeo 4



Ensayo SPT



Muestra después del ensayo SPT