



Esta obra está bajo una [Licencia
Creative Commons Atribución-
NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Evaluación y diseño de la capacidad portante del suelo con fines de
cimentación para viviendas multifamiliares en la CC.NN. Pucallpa, en el
Distrito de Shanao, Lamas, San Martín**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Jerson Gómez Tuesta

Julio César Cenepo Pinedo

ASESOR:

Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar

Tarapoto – Perú

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN - TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**Evaluación y diseño de la capacidad portante del suelo con fines de
cimentación para viviendas multifamiliares en la CC.NN Pucallpa, en el
Distrito de Shanao, Lamas, San Martín**

AUTORES:

Jerson Gómez Tuesta

Julio César Cenepo Pinedo

Sustentado el día 20 de Febrero del 2019 y aprobado ante el honorable jurado:

.....
Ing. Jorge Isaacs Rioja Díaz
Presidente

.....
Ing. Iván Gustavo Reátegui Acedo
Secretario

.....
Ing. Carlos Segundo Huamán Torrejón
Vocal

.....
Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar
Asesor

Declaratoria de Autenticidad

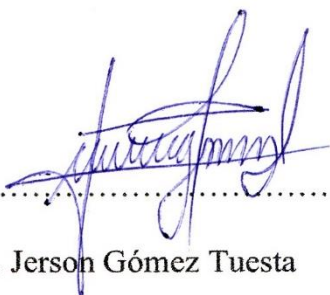
Jerson Gómez Tuesta identificado con el DNI N° 46792002 con domicilio legal Jr.28 de julio S/n Rumisapa y **Julio César Cenepo Pinedo** con el DNI N° 44810888 con domicilio legal Jr. Francisco Bolognesi N° 1455, egresados de la facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con la tesis titulada: **“Evaluación y diseño de la capacidad portante del suelo con fines de cimentación para viviendas multifamiliares en la CC.NN Pucallpa, en el distrito de Shanao, Lamas, San Martín”**.

Declaramos bajo juramento que:

1. La tesis presentada es de nuestra autoría.
2. Hemos respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
3. La tesis no ha sido auto plagiada, es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis constituirán en aportes a la realidad investigada.

De considerar que el trabajo cuenta con una falta grave, como el hecho de contar con datos fraudulentos, demostrar indicios y plagio (al no citar la información con sus autores), plagio (al presentar información de otros trabajos como propios), falsificación (al presentar la información e ideas de otras personas de forma falsa), entre otros, asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 20 de febrero del 2019



Bach. Jerson Gómez Tuesta

DNI: 46792002



Bach. Julio César Cenepo Pinedo

DNI: 44810888



Declaración Jurada

Jerson Gómez Tuesta identificado con el DNI N° 46792002 con domicilio legal Jr. 28 de julio S/n Rumisapa y **Julio César Cenepo Pinedo** identificado con el DNI N° 44810888 con domicilio legal Jr. Francisco Bolognesi N° 1455, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, **DECLARO BAJO JURAMENTO**, que todos los documentos, datos e información de la presente tesis y/o Informe de Ingeniería, son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por la cual me someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 20 de febrero del 2019



.....
Jerson Gómez Tuesta
DNI: 46792002



.....
Julio César Cenepo Pinedo
DNI: 44810888

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres:	GOMEZ TUESTA, JERSON		
Código de alumno :	083115	Teléfono:	
Correo electrónico :	jersongt_16@hotmail.com	DNI:	46792002

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de:	INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de:	INGENIERIA CIVIL

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(X)	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	()		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título:	EVALUACION Y DISEÑO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA VIVIENDAS MULTIFAMILIARES EN LA C.C.U.N. DUCALLPA, EN EL DISTRITO DE SHANAO, LAMAS, SAN MARTIN.
Año de publicación:	2019

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(X)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia **CREATIVE COMMONS**

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".


.....
Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM – T.

Fecha de recepción del documento:

13 / 05 / 2019



.....
Firma del Responsable de Repositorio
Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso
Abierto de la UNSM – T.

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

** **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres: <i>CENEPO PINEDO JULIO CÉSAR</i>	
Código de alumno : <i>073112</i>	Teléfono: <i>996825986</i>
Correo electrónico : <i>blue1455@hotmail.com</i>	DNI: <i>44810888</i>

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de: <i>INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA</i>
Escuela Profesional de: <i>INGENIERÍA CIVIL</i>

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	☒	Trabajo de investigación	☐
Trabajo de suficiencia profesional	☐		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título: <i>EVALUACIÓN Y DISEÑO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA VIVIENDAS MULTIFAMILIARES EN LA CC.NN PUCALLPA, EN EL DISTRITO DE SHANAO, LAMAS, SAN MARTÍN.</i>
Año de publicación: <i>2019</i>

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	☒	Embargo	☐
Acceso restringido **	☐		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia **CREATIVE COMMONS**

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".



Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM – T.

Fecha de recepción del documento:

13 / 05 / 2019



.....
Firma del Responsable de Repositorio
Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso
Abierto de la UNSM – T.

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

** **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Dedicatoria

A Dios por darme la vida, salud, iluminar mi camino para cumplir mis metas y por regalarme unos padres maravillosos.

A mis padres, por enseñarme que en esta vida todo se obtiene con esfuerzo, los amo.

A mis hermanos, por su comprensión y apoyo constante en esta nueva etapa de mi vida profesional.

Jerson Gómez Tuesta

A Dios por darme la oportunidad de vivir y estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente.

A mis padres Tercero y Estefita por darme la vida y una crianza lleno de amor y buenos valores, por quererme mucho y creer en mí, esto también se lo debo a ustedes.

A mis hermanos, Gina y Andy por estar conmigo y apoyarme siempre los quiero mucho.

A mi novia Sally, por ser mi mayor motivación para seguir adelante, la amo con toda mi alma.

Julio César Cenepo Pinedo

Agradecimiento

A mi papá, por todo lo que me está enseñando de la vida, demostrándome que nada es fácil y si quiero obtener algo, que sea con esmero y dedicación.

A mi mamá, por ser mi complemento, mi compañera en todo momento.

Jerson Gómez Tuesta

A Dios, por protegerme durante todo mi camino y darme fuerzas para superar dificultades y permitirme un logro más en mi vida.

A mis padres por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, muchos de mis logros se los debo a ellos entre los que incluye este. Me formaron con moral y ética, y me motivaron constantemente para alcanzar mis anhelos.

Y finalmente a mi asesor Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar por apoyarme en todo momento.

Julio César Cenepo Pinedo

Índice

Dedicatoria	vi
Agradecimiento.....	vii
Indice.....	viii
Indice de tablas	xi
Indice de figuras	xii
Resumen	xiii
Abstract	xiv
Introducción.....	1
CAPÍTULO I.....	2
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	2
1.1.Generalidades.....	2
1.2.Exploración Preliminar Orientando la Investigación	3
1.3.Aspectos Generales del Estudio	3
1.4.Aspectos generales	3
1.4.1.Ubicación de área del estudio	3
1.4.2.Límites del área de estudio	3
1.4.3.Topografía del terreno	7
1.4.4.Clima	7
1.4.5.Hidrología	7
1.4.6.Geografía	7
1.5.Aspectos socioeconómicos	8
1.5.1.Actividades Económicas.....	10
CAPÍTULO II.....	12
MARCO TEÓRICO	12
2.1Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema	12
2.1.1Antecedentes del Problema.....	12
2.1.2Planteamiento del Problema	14
2.1.3Delimitación del Problema	16
2.1.4Formulación del Problema.....	16
2.2. Objetivos: General y Específico	16
2.2.1.Objetivo General	16
2.2.2.Objetivos Específicos	16

2.3Justificación de la Investigación	17
2.3.1Justificación Teórica.....	17
2.3.2Justificación Metodológica.	17
2.3.3Viabilidad.	17
2.3.4.Justificación Práctica.	17
2.3.5.Justificación Económica.	17
2.3.6.Justificación Social.....	18
2.4.Delimitación de la Investigación	18
2.5.Marco Teórico o Fundamentación Teórica de la Investigación	18
2.2.1.Antecedentes de la Investigación	18
2.2.2.Fundamentación Teórica de la Investigación	20
2.6Marco Conceptual: Terminología Básica	67
2.7.Marco Histórico	68
2.8.Hipótesis a demostrar	69
CAPÍTULO III.....	71
MATERIALES Y MÉTODOS	71
3.1.Materiales	71
3.1.1.Recursos Humanos.....	71
3.1.2.Recursos Materiales	71
3.1.3.Recursos de Equipo	71
3.1.4.Materiales para los Diversos Ensayos en el Laboratorio.....	71
3.1.5.Otros Recursos	71
3.2.Metodología	71
3.2.1.Universo y Muestra	71
3.2.2.Sistema de variables	71
3.2.3.Diseño Experimental de la Investigación	71
3.2.4.Diseño de instrumentos	72
3.2.5.Procesamiento de la información	73
CAPÍTULO IV.....	86
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	86
4.1.Contenido de humedad del suelo	86
4.2.Composición del análisis granulométrico	86
4.3.Resultados de los límites de consistencia	86

4.4. Clasificación de suelos	86
4.5. Ensayo de compresión triaxial no consolidado.....	87
4.6. Registro de Excavación del suelo	87
4.7. Cálculo de la capacidad portante de los suelos cohesivos de la Localidad de Pucallpa	87
4.8. Elaboración del mapa de zonificación del suelo	90
4.9. Análisis de Resultados.....	91
4.9.1. Exploración de suelos.....	91
4.9.2. Ensayos de laboratorio	91
4.9.3. Capacidad de Carga Admisible.....	92
4.10. Discusión de Resultados.....	93
4.11. Contrastación de la Hipótesis	94
 CONCLUSIONES	 95
RECOMENDACIONES	96
BIBLIOGRAFÍA	97
Linkografía	98
ANEXOS	100

Índice de Tablas

Tabla 1. Localización de Pucallpa	4
Tabla 2. Tiempo de recorrido para llegar a la CC.NN Pucallpa.....	6
Tabla 3. Distribución de Viviendas e Instituciones Sociales de Pucallpa.....	8
Tabla 4. Distribución de Instituciones Educativas y Consumo de Pucallpa	8
Tabla 5. Densidad Poblacional	9
Tabla 6. Actividad económica de la población del Centro Poblado	10
Tabla 7. Principales actividades económicas de la CC.NN PUCALLPA.....	11
Tabla 8. Peso específico de algunos suelos.....	33
Tabla 9. Porosidad y relación de vacíos de algunos suelos.....	33
Tabla 10. Pesos específicos de algunos suelos	34
Tabla 11. Concreto expuesto a soluciones de Sulfato.....	38
Tabla 12. Clasificación de los suelos	41
Tabla 13. Diámetros de mallas.	42
Tabla 14.. Factores de carga para las ecuaciones de Terzaghi	61
Tabla 15. Factores de Capacidad de Carga Modificados de Terzaghi	62
Tabla 16. Factores de Capacidad de Carga	67
Tabla 17. Resumen de la obtención del contenido de humedad natural	86
Tabla 18. Resumen de las características granulométricas.	86
Tabla 19. Límites de consistencia.....	86
Tabla 20. Clasificación del suelo según SUCS y AASHTO	86
Tabla 21. Densidad, ángulo de fricción y cohesión según ensayo triaxial.	87

Índice de Figuras

Figura 1. Macro Localización.....	4
Figura 2. Micro localización.....	5
Figura 3. Vías de Acceso a la Comunida Nativa Pucallpa.....	6
Figura 4. Tasa de Crecimiento Poblacional para el distrito de Shanao	9
Figura 5. Cimentación continua de ancho B con $D_f = 0$	18
Figura 6. Suelos transportados.....	20
Figura 7. Textura de los suelos.	21
Figura 8. Estructura de los suelos gruesos	21
Figura 9. Estructura de los suelos gruesos	22
Figura 10. Estructura floculenta de la arcilla.....	23
Figura 11. Estructura panaloide.....	24
Figura 12. Estructura en Castillo de Naipes.	25
Figura 13. Estructura difusa.	25
Figura 14. Fases del suelo.	26
Figura 15. Correlación entre la relación de vacíos y porosidad.	28
Figura 16. Suelos saturados.....	29
Figura 17. Suelos parcialmente saturados.....	30
Figura 18. Esquema de los suelos sumergidos.	32
Figura 19. Esquema de la tipología de cimentación y presiones de contacto.	35
Figura 20. Esquema de empuje y deslizamiento de suelos.	35
Figura 21. Esquema de la construcción de un terraplén y una presa de tierra.	36
Figura 22. Equema de la construcción de un dique de defensa ribereña.	36
Figura 23. Construcción de canales y pavimentos.	36
Figura 24. Pozos o calicatas a cielo abierto.....	39
Figura 25. Representación gráfica de los tamaños de granos de una muestra.	43
Figura 26. Esquema de los estados del suelo.	44
Figura 27. Esquema del procedimiento para la determinación del LI.	46
Figura 28. Esquema de un diagrama de la curva de fluidez.....	47
Figura 29. Relación entre el límite líquido e índice plástico.....	48
Figura 30. Carta de Plasticidad.....	53
Figura 31. Esquema de falla por capacidad de carga bajo una cimentación corrida.	59
Figura 32. Caso I, capacidad de carga afectada por nivel freático.	63
Figura 33. Caso II, capacidad de carga afectada por nivel freático	64

Resumen

El presente proyecto de investigación, denominado **Evaluación y diseño de la capacidad portante del suelo con fines de cimentación para viviendas multifamiliares en la CC.NN Pucallpa, en el Distrito de Shanao, Lamas, San Martín**, tiene como objetivo determinar la capacidad portante, así como el estudio, identificación y reconocimiento de los diferentes tipos de suelos de la zona de la CC.NN Pucallpa.

Para desarrollar este trabajo de investigación se realizó previamente el reconocimiento de campo para determinar la ubicación de los puntos de exploración que se realizaron a cielo abierto para así obtener las muestras respectivas para su posterior estudio. Con los equipos del laboratorio se obtuvo la clasificación del suelo y sus características principales.

Aplicando la teoría de Terzagui y con el aporte del ensayo de compresión triaxial, como resultado del estudio se obtuvieron los parámetros necesarios como son la cohesión, el ángulo de fricción y la densidad del suelo en estudio, para la determinación de la capacidad admisible, elaborándose los respectivos planos de zonificación.

Como conclusiones se tiene que, con la determinación de la capacidad portante, podemos decir que los suelos de la CC.NN Pucallpa, son suelos con condiciones para realizar cimentaciones superficiales, al mismo tiempo esta investigación permitirá a los pobladores del distrito a reducir sus gastos en la construcción de una edificación, en condiciones seguras.

Palabra clave: Mecánica de suelos, tipos de suelo, capacidad portante.

Abstract

The present research project, called Evaluation and Design of the Soil-Bearing Capacity for foundation purposes for multi-family dwellings in the Pucallpa river, in the district of Shanao, Lamas, San Martin, aims to determine the bearing capacity, as well as the study, identification and recognition of the different soil types in the area of the CC.NN Pucallpa. In order to develop this research work, field reconnaissance was previously carried out to determine the location of the exploration points that were made in the open to obtain the respective samples for further study. With the equipment of the laboratory the classification of the soil and its main characteristics was obtained.

Applying the theory of Terzagui and with the contribution of the triaxial compression test, as a result of the study, the necessary parameters were obtained, such as the cohesion, the angle of friction and the density of the soil under study, for the determination of the admissible capacity, being elaborated the respective zoning plans.

As conclusions you have to, with the determination of bearing capacity, we can say that the soils of the CC.NN Pucallpa, are soils with conditions for surface foundations, at the same time this research will allow the residents of the district to reduce their expenses in the construction of a building, in safe conditions.

Keyword: Soil mechanics, soil types, bearing capacity.



Introducción

El presente trabajo se realizó con la finalidad de presentar el **Evaluación y diseño de la capacidad portante del suelo con fines de cimentación para viviendas multifamiliares en la CC.NN Pucallpa, en el distrito de Shanao, Lamas, San Martin**, para ser utilizados en diversos fines.

El estudio de la mecánica de suelos es una parte del área de la ingeniería que está dedicada a estudiar las fuerzas o cargas que son establecidas en la superficie terrestre. El estudio de suelos permite conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo, y su composición estratigráfica, es decir las capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad, y por cierta ubicación de napas de agua (freáticas), si las hubiere.

Por lo tanto se reafirma la idea de realizar un estudio de mecánica de suelos que sirva de sustento a las futuras construcciones y de esa manera determinar la cimentación más apropiada para que las cargas se transmitan al suelo de manera óptima.

Los estudios de suelos en edificaciones permiten establecer el diseño y construcción de las cimentaciones (zapatas, pilotes, etc) en las cuales se apoyan todas las edificaciones mediante la interacción suelo-estructura existente, pues, se debe realizar siempre un estudio serio y confiable sobre la cual se edificará.

Existen diversos problemas que se muestran a través del tiempo en el caso de no realizar los estudios de suelos correspondientes, los cuales son muy difíciles de reparar estando ya la edificación terminada. Realizar un estudio de suelos preliminar, permite identificar las zonas más adecuadas para la construcción, permitiendo descartar suelos con características que no cumplen con lo requerido

Es muy común descartar un estudio de suelos por motivos económicos, permitiendo que el encargado de la construcción asuma los parámetros de la cimentación según su experiencia y de esta manera se incurra en un grave error, es por eso que se necesita realizar un estudio para determinar la capacidad portante del suelo de la comunidad nativa Pucallpa del Distrito de Shanao, provincia de Lamas.

CAPÍTULO I

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1.1.Generalidades

En ingeniería, la mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la física y las ciencias naturales a los problemas que involucran las cargas impuestas a la capa superficial de la corteza terrestre. Esta ciencia fue fundada por Karl von Terzaghi.

Todas las obras de ingeniería civil se apoyan sobre el suelo de una u otra forma, y muchas de ellas, además, utilizan la tierra como elemento de construcción; por lo que, en consecuencia, su estabilidad estará determinada por el desempeño del material de asiento situado dentro de las profundidades de influencia de los esfuerzos que se generan, o por el del suelo utilizado para conformar los rellenos.

Con el estudio de suelos se determina la capacidad máxima de carga que acepta el terreno, el tipo de suelo, los asentamientos permisibles, la magnitud y distribución de cargas, la presencia del nivel freático, la velocidad máxima del viento, la sismicidad, etc. y de acuerdo a eso el tipo de cimentación que se requiere.

Si se sobrepasan los límites de la capacidad resistente del suelo o si, aún sin llegar a ellos, las deformaciones son considerables, se pueden producir esfuerzos secundarios en los miembros estructurales, quizás no tomados en consideración en el diseño, productores a su vez de deformaciones importantes, fisuras, grietas, alabeo o desplomos que pueden producir, en casos extremos, el colapso de la obra o su inutilización y abandono.

Es por esto, que en una investigación con fines de edificación se deben seguir los procedimientos adecuados con bastante precisión.

El esquema capitular es el siguiente:

En el capítulo I del presente proyecto se muestran las generalidades, exploración preliminar orientada a la investigación y los aspectos generales del estudio.

En el capítulo II, se presenta el desarrollo del marco teórico, el cual está constituido por los trabajos de investigación que anteceden al estudio y por la síntesis de las principales teorías que sustentan la propuesta.

En el capítulo III, se analiza la descripción de los materiales y la metodología usada en la investigación, así como el universo, la población y muestra del presente proyecto, el diseño experimental, como también el diseño de instrumentos relacionado a la obtención de la capacidad portante del suelo y a técnicas estadísticas, de laboratorio.

En el capítulo IV, se muestran los resultados obtenidos del trabajo realizado en cuanto a la obtención de la capacidad portante de los suelos cohesivos de la cc.nn Pucallpa, provincia de Lamas, región de San Martín.

En el capítulo V, se analizan y discuten los resultados obtenidos en cuanto a la obtención de la capacidad portante del suelo.

Finalmente se muestra en el capítulo VI, las conclusiones y recomendaciones del presente proyecto de investigación.

1.2.Exploración Preliminar Orientando la Investigación

El proyecto de tesis se realizó mediante una exploración de campo, y con la colaboración de pobladores del lugar, se ha recorrido toda el área de influencia en estudio para así determinar de acuerdo a la topografía del terreno, normas estipuladas en el reglamento y diferentes aspectos observados, la cantidad y el lugar de los puntos a muestrear. Con la información obtenida se procedió a realizar las excavaciones, se tomó apuntes de las características visibles del suelo como son el color, la profundidad, etc.

Las muestras obtenidas en campo se trasladaron al laboratorio de mecánica de suelos para así realizar los respectivos ensayos y de esta manera obtener las propiedades del suelo como son contenidos de humedad, granulometría, límites de plasticidad, etc. que permitieron la clasificación del suelo y posterior determinación de la capacidad portante de los suelos cohesivos de al cc.nn Pucallpa, Distrito de Shanao.

Para realizar el trabajo de gabinete, se hizo una recopilación de información bibliográfica, como lo son los proyectos de tesis e informes de ingeniería, manuales del laboratorio de mecánica de suelos, la Norma Técnica de edificaciones E 0.50 suelos y cimentaciones, etc.

1.3.Aspectos Generales del Estudio

1.4.Aspectos generales

1.4.1. Ubicación de área del estudio

Se indica que el proyecto en estudio se ubica en el distrito de Shanao .

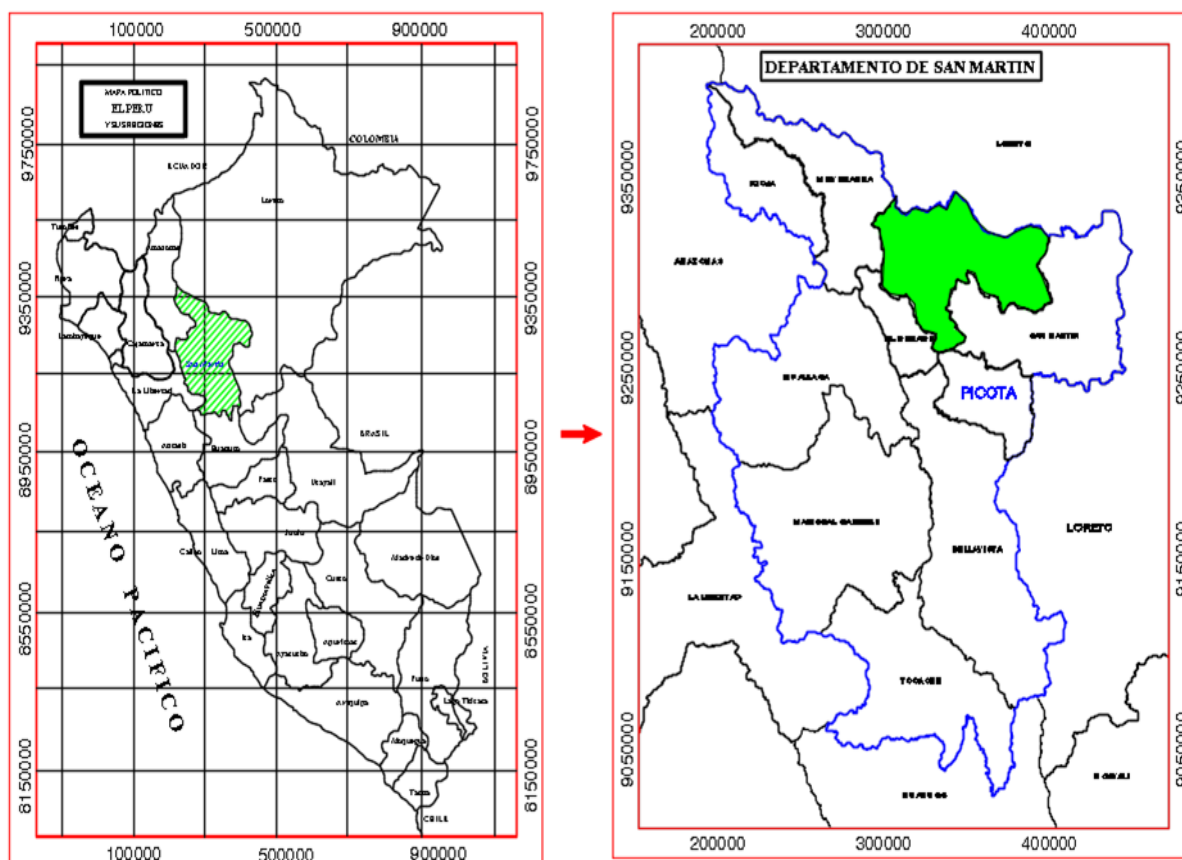
1.4.2. Límites del área de estudio

La CC.NN de Pucallpa, se encuentra ubicado en el distrito de Shanao, provincia de Lamas, ubicada en zona de Selva Baja.

Tabla 1*Localización de Pucallpa*

Localización De Pucallpa	
Departamento /Región:	San Martín
Provincia:	Lamas
Distrito:	Shanao
Localidad	CC.NN. Pucallpa
Región Geográfica:	Selva Baja
Código de Ubigeo	220509
Este	325818.65
Norte	9288490.40
Altitud	402.05 m.s.n.m.

Fuente: Avilaguillen E.I.R.L.

Macro Localización*Figura 1. Macro Localización*

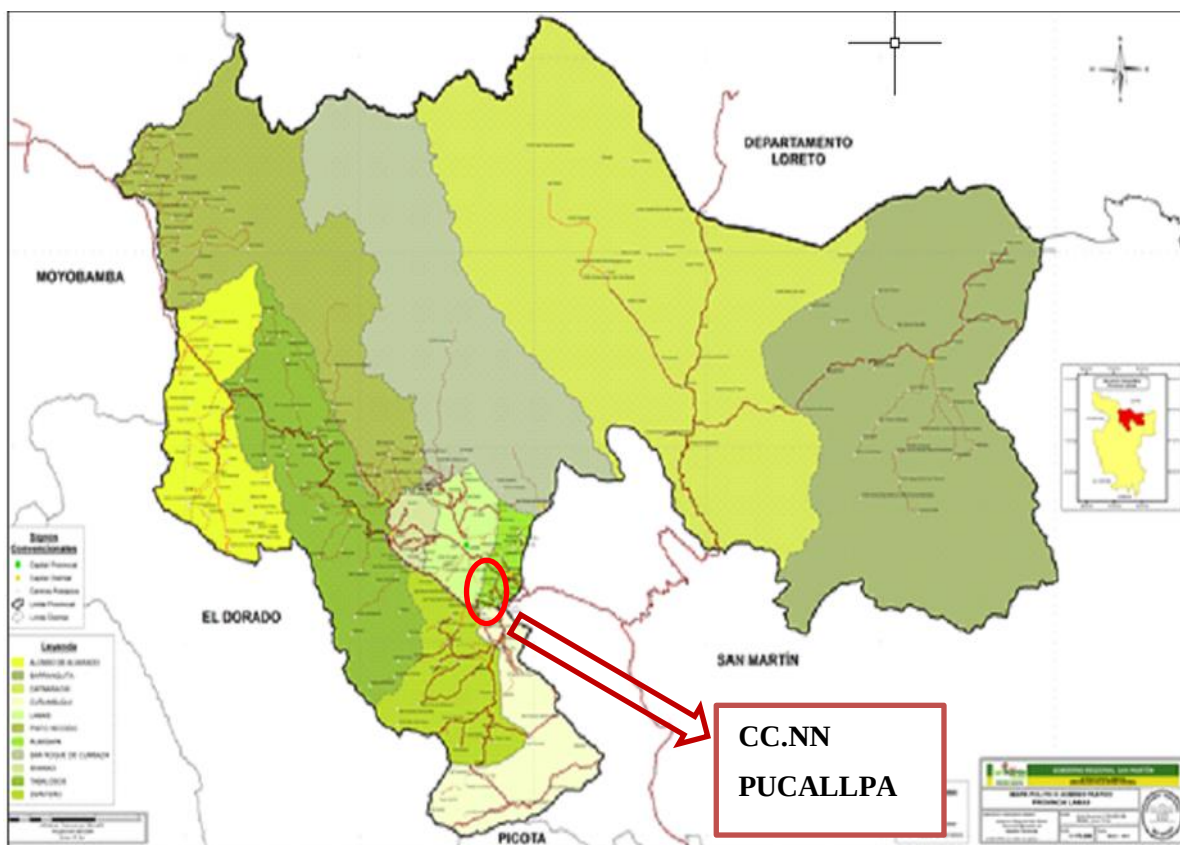


Figura 2. Micro localización

Medios de transporte

Para llegar a la CC.NN Pucallpa, se parte de la ciudad de Lima, el viaje se realiza en Tres rutas:

La primera ruta es: desde la Capital Lima - Tarapoto (vía aérea), el tiempo de recorrido hasta la Ciudad de Tarapoto es de 1 hora.

La segunda ruta es: Tarapoto – San Miguel del Rio Mayo (vía terrestre - asfaltada), el tiempo de recorrido es de 30 minutos hasta el desvío al margen derecho de la carretera Fernando Belaunde Terry hacia la CC.NN. Pucallpa.

La tercera ruta es: Desvío - Pucallpa (vía terrestre - afirmada), el tiempo de recorrido hasta este lugar es 5 minutos a pie, siguiendo la ruta por la carretera afirmada hasta llegar a la CC.NN.

El tiempo total estimado de recorrido hasta llegar a la CC.NN Pucallpa se muestra en el siguiente cuadro:

Tabla 2

Tiempo de recorrido para llegar a la CC.NN Pucallpa.

CC.NN Pucallpa							
De	A	Tiempo	Distancia (km)	kilometraje	Medio de transporte	Vía Tipo	Costo (S./)
Lima	Tarapoto	1h	984	620km/h	Avión	Aéreo	264
Tarapoto	San Miguel del Rio Mayo	30 min	33	60km/h	Auto	Asfaltada	8
Desvió	CC.NN Pucallpa	5	0.900	0.18km/h	A pie	afirmada	---
TOTAL			1017		-		278

Fuente: AVILAGUILLEN E.I.R.L.

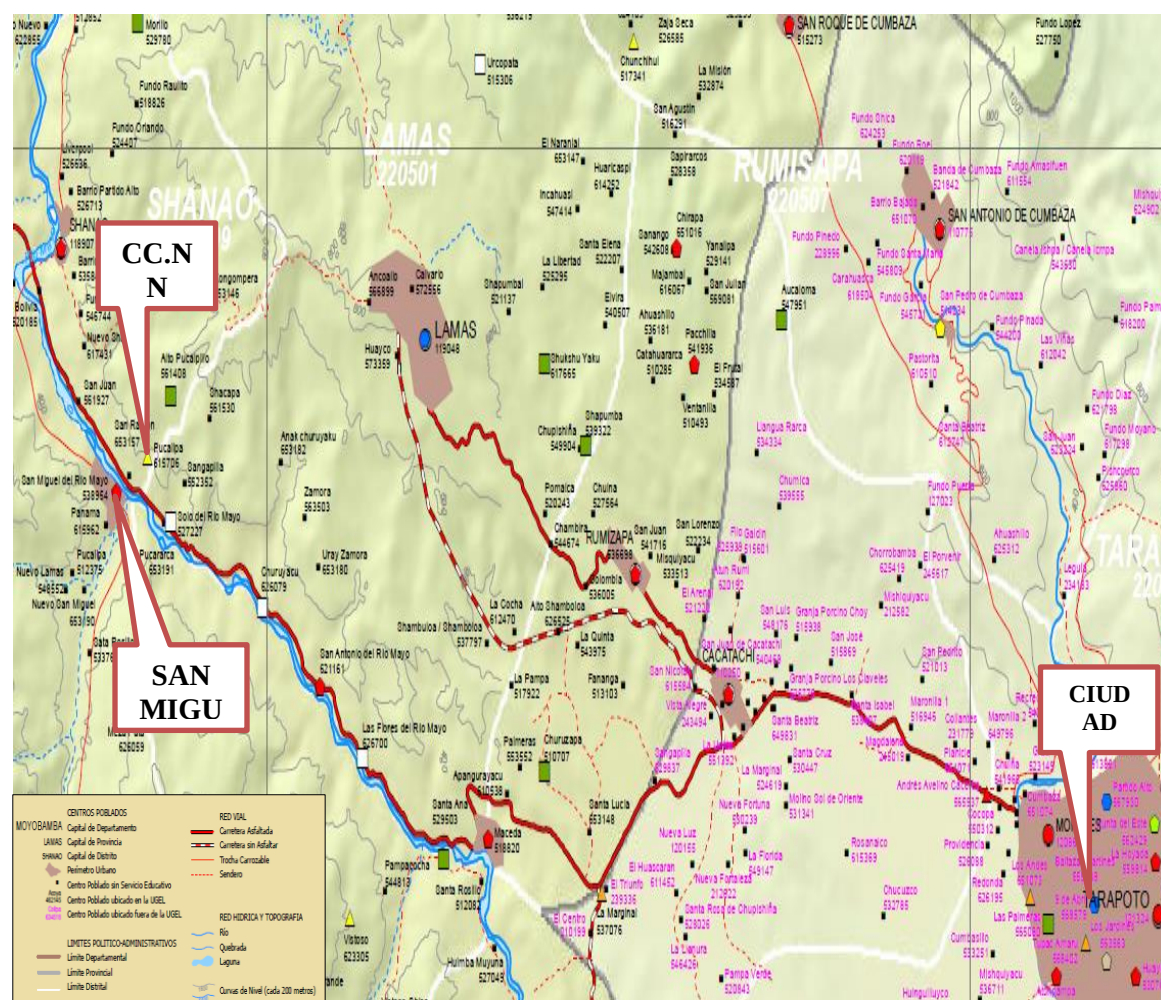


Figura 3. Vías de Acceso a la Comunida Nativa Pucallpa

Riesgos que podrían confrontar la movilización de recursos para ejecutar el proyecto

Según las características de la vía para llegar a la CC.NN de Pucallpa, se aprecian potencialmente, áreas y sectores puntuales que constituyen o determinan algún riesgo en el normal tránsito vehicular de materiales a esta zona, considerándose que los riesgos de transporte están condicionados por lo siguiente:

Derrumbes y huaycos.

Vías angostas.

1.4.3. Topografía del terreno

De la zona urbana del d, la cota más baja es de 325 m.s.n.m. y la más alta 410 m.s.n.m., de territorio ligeramente plano en la zona de estudio.

1.4.4. Clima

Con clima tropical, húmedo y temperatura que oscila entre los 21° a 34° durante todo el año, es difícil definir con exactitud cuándo empiezan y cuando terminan las estaciones en casi toda la Selva Alta, sobre todo porque sólo se llegan a definir dos estaciones, el verano, que se caracteriza por un abundante sol y el invierno que es cuando se presentan las lluvias.

1.4.5. Hidrología

La cuenca hidrográfica principal en la región San Martín, la constituye el río Huallaga, que viene a ser el eje del Sistema Hidrológico. Entre los principales afluentes del río Huallaga están el río Tocache, Mishollo, Huayabamba, Saposoa, Mayo, Cainarachi, Shanusi, Panarapura, Biabo, Ponasa y Chipurana. El distrito de Rumisapa cuenta con 42 quebradas y 2 ríos, siendo la quebrada Shupishiña la que bordea la zona urbana del distrito de Rumisapa. (POE Lamas, 2008, p. 11).

1.4.6. Geografía

La cc.nn Pucallpa se encuentra emplazada en la región Amazónica nororiental del Perú, sobre un amplio valle denominado Bajo Mayo. Su ubicación geográfica hace que la humedad sea elevada y que las precipitaciones cíclicas sean vitales para el resto de la región, el proceso masivo de deforestación alteró los microclimas y las cuencas hídricas. La ciudad al igual que todo el Departamento de San Martín y en general de todo el Perú se encuentren en una zona sísmica activa. Sucesivos terremotos han dañado el valle del Alto Mayo, A comparación de las demás zonas de la región, la localidad de la cc.nn Pucallpa se emplaza sobre un depósito de fluvio aluvial.

1.5.Aspectos socioeconómicos

Población actual.

Según el empadronamiento realizado en la CC.NN de Pucallpa, en el mes de febrero del 2017 existen 21 viviendas con un total de 81 habitantes. A ello se suma la existencia de 02 instituciones educativas, 01 Local Comunal, 01 Almacén, tal como se muestra en el siguiente cuadro.

Tabla 3

Distribución de Viviendas e Instituciones Sociales de Pucallpa

Descripción	Pucallpa	
	Cantidad	Tipo
Viviendas	21	Domestico
I.e. inicial	01	Estatat
I.e. primaria	01	Estatat
Local comunal	01	Social
Almacén	01	Social
Total	25	

Fuente: Encuesta Socioeconómica - Febrero 2017

Es importante mencionar que con el proyecto los beneficiarios serán las familias, lotes estatales y 01 social (local comunal).

Tabla 4

Distribución de Instituciones Educativas y Consumo de Pucallpa

Institución Educativa	Nº De Alumnos	Dotación L/Alumno / Día	Consumo (L/D)
I.E. Inicial	5	20	100
I.E. Primaria	15	20	300
Total	20		400

Fuente: Encuesta Socioeconómica – Febrero 2017

Tasa de crecimiento.

Un aspecto muy común y generalizado de las proyecciones de población de áreas menores, es que se trata de poblaciones abiertas, expuestas generalmente a fuertes movimientos migratorios internos con efectos muy importantes, a muy corto plazo, sobre la dinámica demográfica de esas áreas. La falta de datos hace difícil determinar la tendencia histórica de estos procesos y aún más dificultosa, la predicción de cuál puede ser su evolución.

Se sabe que la tasas de crecimiento a nivel de Centro Poblado son muy dispersas entre los distintos periodos analizados, lo que restringe la correcta proyección; por lo tanto, para la proyección de la población se elige la tasa de crecimiento a nivel distrital.

La tasa que se asume para realizar la proyección de la población durante el horizonte de evaluación es **4.87%**. La tasa asumida fue calculada tomando como base la información obtenida del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) Censo 2007 y 1993.



Figura 4. Tasa de Crecimiento Poblacional para el distrito de Shanao

Densidad por vivienda.

Los habitantes de la zona de influencia del proyecto se concentran en lotes de vivienda cada uno de los cuales se considera como un usuario de los servicios de agua potable y disposición sanitaria de excretas. La densidad por vivienda para este proyecto es de 3.87 hab/viv. Para la CC.NN de Pucallpa. De acuerdo al siguiente detalle:

Tabla 5

Densidad Poblacional

Datos	Cantidad
Número de Viviendas	21
Número de Habitantes	81
Densidad Poblacional	3.87

Fuente: Encuesta Socioeconómica - Febrero 2017

Población actual.-

Para determinar la población, se considera como información elemental, el diagnóstico social, que fue elaborado por los especialistas sociales en el mes de febrero 2017; registrando

un total de 21 viviendas. Con la finalidad de corroborar esta información, se realizó nuevamente una visita de campo por los especialistas técnicos, quienes llegaron a determinar el mismo número de viviendas, ratificadas en el padrón de usuarios. Respetando la información obtenida de campo, el número de habitantes debidamente empadronados es de 81 habitantes, información está que se puede corroborar en el padrón de usuarios adjunta en anexo. A continuación, se adjunta el crecimiento de la población de la CC.NN de PUCALLPA.

La proyección de la población demandante se ha calculado considerando las variables presentados anteriormente:

Para el cálculo de la población futura se aplicó la siguiente expresión:

$$\text{Población}_t = \text{Población}_m \times (\text{Tasa de crecimiento} + 1)^t$$

Se ha efectuado el cálculo de la población futura, tomando como referencia la tasa de crecimiento.

1.5.1. Actividades Económicas

a. Actividad económica de la población (PEA)

Según el último censo de población y vivienda realizado por el INEI, nos da a conocer los números estadísticos de la población económica activa de la zona de la cc.nn PUCALLPA. (INEI, 2015).

Tabla 6

Actividad económica de la población del Centro Poblado

Población	Actividad Económica de la Población (PEA)			
	PEA Ocupada	PEA Desocupada	No PEA	Total
Hombre	321	8	182	511
Mujer	143	1	357	501
Total	464	9	539	1012

Fuente: INEI Censo de Población Vivienda 2007

b. Actividad económica por agrupación

Así mismo también el INEI, en el censo de población y vivienda 2007 nos da a conocer las actividades económicas por agrupación, (INEI, 2015)

Tabla 7*Principales actividades económicas de la CC.NN Pucallpa*

Principales Actividades Económicas			
Actividad	Hombre	Mujer	Total
Agricultura, Caza, Silvicultura	119	27	146
Construcción	15	65	80
Comercio Menor	25	29	54
Enseñanza	11	7	18
Otras Actividades	14	15	29
Total	184	143	327

Fuente: INEI Censo de Población Vivienda 2007

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema

2.1.1 Antecedentes del Problema

Internacionales

Egoavil, H. (2012), en su tesis “*Refuerzo de cimentaciones superficiales con geosintéticos*”. (Tesina). Consta con el objetivo de evaluar el comportamiento de cimentaciones superficiales sobre suelos de baja capacidad portante reforzadas con geomallas y geotextiles. Donde el autor concluyó con: Las principales propiedades de un elemento de refuerzo del tipo geotextil o geomalla son su resistencia a la tracción, módulo de tracción, rigidez flexural y factores de reducción. El mecanismo de interacción suelo-refuerzo es un factor muy importante en el comportamiento de los suelos reforzados, su correcta cuantificación e identificación es muy importante para el diseño de estructuras de suelo reforzado.

Cuellar, V. (2004) en su tesis “*Comportamiento de cimentaciones superficiales sobre suelos granulares sometidas a solicitaciones dinámicas*” El objetivo básico de esta investigación es contribuir al conocimiento de los factores que determinan el comportamiento geomecánico de los suelos granulares en estado seco sometidos a solicitaciones dinámicas y de las cimentaciones superficiales en ellos apoyadas. El estudio se ha centrado en tres aspectos: en primer lugar, una parte experimental basada en la ejecución de diferentes ensayos de laboratorio y de un modelo físico a escala reducida, realizados con arena de Hostun RF en estado seco y con densidades relativas distintas; posteriormente, en un análisis de los resultados de dichos ensayos que ha permitido su validación y aplicación a casos reales y, por último, en la modelización de la respuesta tensodeformacional del material en las diferentes situaciones impuestas en los ensayos. En lo que se refiere a la parte experimental, se han realizado una serie de trabajos de laboratorio, consistentes fundamentalmente en una batería de dieciocho ensayos de corte simple cíclico y en la ejecución de cuarenta ensayos de modelo físico a escala reducida en mesa vibratoria. En los ensayos a escala reducida, la fabricación de una caja rígida de grandes dimensiones ha permitido estudiar la respuesta de un terreno uniforme en condiciones de "campo libre"

y el comportamiento de tres tipos de cimentaciones superficiales, materializadas en sendos bloques metálicos que transmitían diferentes cargas verticales al terreno. Los resultados obtenidos en el modelo físico con diferentes cimentaciones superficiales han servido para analizar la capacidad portante del terreno de apoyo sometido a solicitaciones dinámicas, mediante la comparación de los resultados de dichos ensayos con los valores propuestos por las diferentes teorías existentes en la bibliografía, y para extraer conclusiones respecto de los posibles modos de fallo de este tipo de cimentaciones.

Nacionales

Berrocal, J. (2013), en su tesis *“Métodos analíticos y numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo”*. (Tesis pregrado). Tuvo como objetivo presentar aspectos y conceptos relacionados con el diseño de cimentaciones superficiales asumiendo un modelo que incluye la estructura de cimentación con el suelo que lo sustenta empleándose para el caso métodos analíticos y numéricos a efectos de reunir criterios que complementen el curso de análisis teniendo en cuenta el comportamiento de ambos elementos. Llegó a las siguientes conclusiones: Debido a la importancia que cobra la cimentación, la misma está asimilada a cumplir con ciertos parámetros geométricos, de presión, de conformación que responden a las características del suelo y de las cargas interpuestas los cuales se esbozaron a lo largo de este trabajo. Por lo tanto el diseño de una cimentación no es algo que se realiza de manera intuitiva sino que sigue una metodología de cálculo que evalúa desde su forma hasta la profundidad de desplante. Se ha evaluado una zapata continua de cimentación sobre medio elástico el cual ha sido resuelto utilizando el concepto de viga de cimentación y por diferencias finitas, en ambos casos se emplea la hipótesis simplificativa de Winkler que considera una relación directa entre las cargas aplicadas y los asentamientos producidos.

Merino & Ruiz (2015), en su tesis *“Diseño de cimentaciones superficiales Isostáticas soportadas por programa de simulación computarizado”* (Tesis Pregrado). Tuvo como objetivo realizar el Diseño de Cimentaciones Superficiales Isostáticas basadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, Soportadas por Programa de Simulación Computarizado. Concluyó que: Diseño de Cimentaciones, es una herramienta software que permite el análisis y diseño de cimentaciones superficiales tales como zapatas centrales, excéntrica, esquinada, combinada, conectada con viga rígida y pilotes con cabezales rígidos En el proceso de diseño de las cimentaciones se ha considerado el criterio de que éstas son

rígidas con una distribución de presiones lineal y están apoyadas sobre un suelo flexible, recomendamos para posteriores investigaciones considerar una distribución de presiones no lineales y cimentaciones no rígidas.

Tarqui, E. (2012) en sus tesis *“Zonificación geotécnica para cimentaciones superficiales en la zona urbana del distrito de Mazocruz, el Collao, dpto. De puno”* (Tesis de Grado) Tuvo como objetivo investigar el terreno de fundación del Proyecto “Zonificación Geotécnica para Cimentaciones Superficiales en la Zona Urbana del distrito de Mazocruz, El Collao, Dpto. Puno”; a fin de desarrollar un mapa de zonificación geotécnica de Mazocruz, delimitando las zonas de acuerdo a su capacidad portante y asentamiento para cimentaciones superficiales, en base a las características geológicas y geotécnicas del pueblo, mediante los trabajos de campo, a través de calicatas “a cielo abierto”, sondajes de penetración dinámica ligera (DPL), ensayos de laboratorios y gabinete, en base a los cuales se definen perfiles estratigráficos del subsuelo, sus principales características físicas y mecánicas del suelo, propiedades de resistencia, lo que nos conduce a la determinación del tipo y profundidad de cimentación, capacidad portante admisible, asentamientos probables, recomendaciones y conclusiones para la cimentación superficial.

2.1.2 Planteamiento del Problema

A medida que las construcciones y obras civiles incrementan su grado de dificultad, existe una diversidad de problemas que se pueden presentar en obra. Uno de los problemas con más repercusión en el campo de las construcciones es lo referente a la estabilidad de los suelos y su interacción con las obras civiles. Siendo el estudio de los suelos una de las prioridades para la ingeniería civil, se generan soluciones diversas a los problemas relacionados en torno a este campo. Asimismo uno de los problemas abarca el estudio de los suelos es su relación con las cimentaciones, pues, si la carga de la edificación que es distribuida a través de las cimentaciones es mayor que la capacidad portante del suelo, como consecuencia inmediata se producirán asentamientos diferenciales los cuales podrían producir daños diversos en la estructura.

El Perú es considerado país zona sísmica por lo cual se resalta la importancia de una buena cimentación se pone en evidencia cuando se presentan fallas y agrietamientos en edificaciones nuevas por asentamiento del suelo. En la mayor parte del área central de Lima y distritos aledaños como Miraflores, San Isidro y el Rímac, los suelos poseen materiales granulares gruesos; son sedimentarios, de aspecto uniforme, que pueden clasificarse como

conglomerado de canto rodado, gravas, arenas y limos íntimamente mezclados, en su totalidad ígneos, que pertenecen al gran cono de deyección del río Rímac, formado por material de acarreo en un tiempo geológico. **(Ccanchi, J. 2014).**

En la región San Martín, en la actualidad se ve reflejado que el boom de la construcción está cada día en constante aceleración, se puede denotar constante levantamiento de edificios, casas, etc. de gran altura y dimensión, claro ejemplo tenemos las ciudades más importantes en la región Tarapoto, Moyobamba, Lamas, etc., ya que vienen realizando mejora o aumento en sus edificaciones. Es preciso señalar la gran importancia que tiene el lugar y la capacidad de carga que pueda tener este terreno, donde se levantara un edificio, ya que existen una gran variedad de suelos, haciendo que si se toma en cuenta este aspecto pueda influenciar a la hora de construir o mejor dicho en el término de los resultados o después de construido, en prueba a los diferentes aspectos que podrían causar algún daño en el inmueble.

La expansión demográfica del distrito de Shanao en los últimos años conllevará a un aumento y desarrollo considerativo de la zona urbana; llámese: viviendas, autopistas, centros de salud, colegios, etc., y dado la importancia de que la población que desea construir, debe conocer la capacidad portante o capacidad de carga que puede tener un terreno dentro de una determinada jurisdicción.

Los derrumbes de muchas casas o edificaciones que suelen darse muchas veces no son únicamente dado por la furia de la naturaleza, también podrían existir más razones que podrían aportar a esto, por tal motivo se cree que el no desarrollar el estudio de capacidad portante del suelo cohesivos de la CC.NN Pucallpa, afectará las cimentaciones superficiales que deseen desarrollar. Un ejemplo tenemos al terremoto dado el 25 de setiembre del 2005 dado en la ciudad de Moyobamba y siendo el más afectado en la región, la Ciudad de Lamas y alrededor (distritos), donde se desplomaron un gran número de construcciones, donde se cree que la falta de cimentación en cada una de esas construcciones, no ayudó a reducir el gran número de damnificados.

Desconociendo los estudios de suelos en la zona donde se realizará el proyecto de investigación, llegamos al planteamiento del problema que se investigará, denominado **Evaluación y diseño de la capacidad portante del suelo con fines de cimentación para viviendas multifamiliares en la CC.NN Pucallpa, en el Distrito de Shanao, Lamas, San Martín.**

2.1.3 Delimitación del Problema

La presente investigación se concentra en el estudio de la capacidad portante de los suelos de la CC.NN Pucallpa, en el Distrito de Shanao, Provincia de Lamas, Región San Martín.

Considerando las limitaciones económicas que tiene esta investigación, para el presente estudio, se decidió distribuir 15 calicatas en puntos estratégicos, de los cuales se tomaron 15 muestras alteradas e inalteradas para el estudio de la capacidad portante del suelo.

2.1.4 Formulación del Problema

La expansión demográfica de la CC.NN Pucallpa, en los últimos años conllevará a un aumento y desarrollo considerativo de la zona urbana; llámese: viviendas, autopistas, centros de salud, colegios, etc.

En vista que la mayor parte de los suelos de la CC.NN de Pucallpa presenta características cohesivas, planteo lo siguiente:

¿Tendrán los suelos de la CC.NN Pucallpa la capacidad portante necesaria y suficiente para soportar las cimentaciones superficiales que servirá de sostén a las futuras edificaciones producto del aumento y desarrollo urbano?

2.2. Objetivos: General y Específico

2.2.1. Objetivo General

Determinar la **Evaluación y diseño de la capacidad portante el suelo con fines de cimentación para viviendas multifamiliares en la CC.NN Pucallpa.**

2.2.2. Objetivos Específicos

Explorar la extensión del terreno a groso modo.

Elaborar un mapa zonificado de los tipos de suelos y clasificados de acuerdo a que agrupen características comunes.

Elaborar un plano con las ubicaciones de los puntos a explorar así como un programa de exploración.

Excavar en los puntos escogidos para la exploración de acuerdo con el programa de exploración.

Reunir apropiadamente los datos y/o muestras necesarias para su análisis correspondiente.

Someter las muestras obtenidas de las calicatas a los diferentes ensayos para cálculo de la capacidad portante, cohesividad de los suelos y otros de ser necesario.

Ordenar e interpretar los resultados obtenidos de los estudios y/o ensayos respectivos.

2.3. Justificación de la Investigación

El la CC.NN Pucallpa , y enfocándonos en nuestra área de estudio, ha sido protagonista de una constante expansión demográfica los últimos 10 años, producto de la inmigración de la población nacional e internacional en busca de nuevas oportunidades.

Toda esta inmigración futura hará que la zona urbana del distrito de Shanao siga con su expansión demográfica y con ello el incremento de infraestructuras como viviendas, autopistas, centros de salud, escuelas, etc. Por lo cual existe la necesidad de conocer la capacidad portante de los suelos de la CC.NN Pucallpa y que en su mayoría son cohesivos.

2.3.1. Justificación Teórica.

Se debe realizar exploración de la extensión del terreno a estudiar estableciendo zonas que reúnan características similares.

2.3.2. Justificación Metodológica.

Durante la investigación se ejecutarán procedimientos y técnicas establecidas por las normas para la exploración y ensayos pertinentes del Estudio de Mecánica de Suelos, estos procedimientos servirán de base para futuras exploraciones y/o investigaciones.

2.3.3. Viabilidad.

Explorar los suelos para su estudio y análisis de la capacidad portante para establecer parámetros constructivos de cimentaciones superficiales.

2.3.4. Justificación Práctica.

La información resultante de la investigación nos dará un alcance de la capacidad de carga de los suelos, en su mayoría cohesivos, para el diseño de cimentaciones superficiales.

2.3.5. Justificación Económica.

Tener a disposición un marco comparativo, para futuros estudios de suelos, sobre la capacidad portante de estos lo que permitirá tomar consideraciones preventivas en el diseño de estructuras y/o edificaciones a construir para evitar futuras fallas, ocasionando gastos adicionales por reparación y/o mantenimiento.

2.3.6. Justificación Social.

La presente investigación contribuirá de manera social ya que permitirá disponer a la comunidad y al sector constructivo información de la capacidad de cargar de los suelos cohesivos distribuidos a lo largo de la CC.NN Pucallpa.

2.4. Delimitación de la Investigación

El presente proyecto de investigación, está orientado a realizar el estudio de la capacidad portante de los suelos cohesivos de la zona urbana del distrito de Rumisapa, provincia de Lamas, región San Martín.

2.5. Marco Teórico o Fundamentación Teórica de la Investigación

2.5.1. Antecedentes de la Investigación

El pionero en estudiar la capacidad de un suelo se le es atribuido a **Rankine** en 1857 ya que fue él quien aseguró que el suelo puede fallar por corte. Gracias a Rankine el alemán **Ludwing Prandtl** (1920) nos presenta su teoría de equilibrio plástico para determinar la capacidad de cargar a la falla de área cargadas en forma continua. Esta teoría fue desarrollada para metales (material con cohesión y ángulo de fricción interna – teoría de Mohr-Coulomb) pero sin considerar las masas es decir $\gamma = 0$. En el esquema mostrado a continuación se presenta un medio rígido plástico, homogéneo, cohesivo friccional, resistente al corte según Mohr-Coulomb y sin peso. Se puede apreciar una superficie de deslizamiento teórica, que por equilibrio plástico, es una espiral logarítmica o en otras palabras se muestra el diagrama de la forma definida del mecanismo de falla:

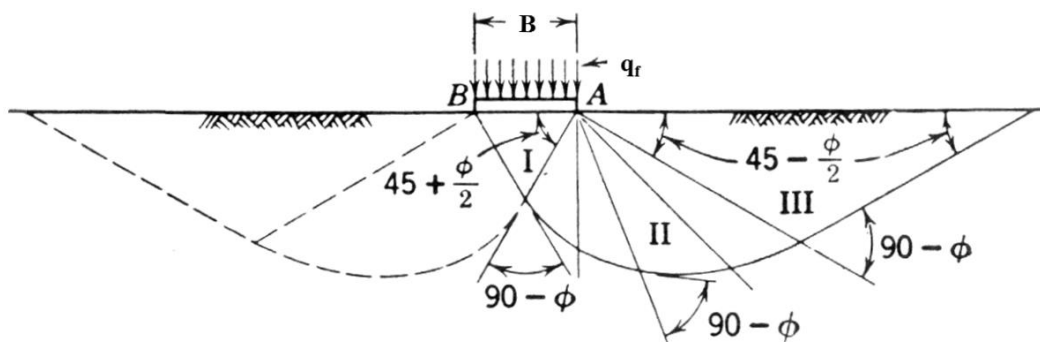


Figura 5. Cimentación continua de ancho B con $D_f = 0$

En el gráfico anterior se pueden definir tres zonas:

Zona I. La fricción y adherencia, provocada por la rugosidad base-subsuelo, generan una cuña rígida que actúa como parte del elemento estructural.

Zona II. Zona plastificada por corte radial (planos radiales de falla). Parte curva de espiral.

Zona III. Zona plastificada empujada hacia arriba por el empuje pasivo provocado por la zona II.

Para la época de Reissner su investigación representaba una pauta fundamental para el estudio de los comportamientos plástico de los material, pero no era en gran parte lo que se buscaba para obtener la capacidad de carga de los suelos propiamente dicho. La información para entender el comportamiento en los suelos ante esfuerzos era vaga.

No fue sino hasta 1943 que el ingeniero, nacido en Praga y considerado por muchos autores como el padre de la mecánica de suelos y de la ingeniería geotécnica, Karl von Terzaghi sustentó su Teoría de Falla por corte y propuso la Ecuación General de Capacidad de Carga, que posteriormente fue aceptada por la toda la comunidad científica, prueba de ello son los estudios posterior que no hicieron más que mínimas modificaciones y/o correcciones a la ecuación planteada por Terzaghi.

Uno de los investigadores que ha estudiado la ecuación propuesta por Terzaghi fue Meyerhof (1953) quien agrega factores que consideran cargas excéntricas en las cimentaciones. Tiempo después Meyerhof (1965) considera también en la ecuación de Terzaghi factores de forma, profundidad e inclinación de la carga.

De igual modo Brinch Hansen (1970) considera la formulación general de Terzaghi y los factores de capacidad de Prandtl y Reissner. Hansen plantea otros factores de corrección para: forma, profundidad, inclinación de cargas o terreno, entre otros los cuales son presentados por el investigador por medio de tablas y ábacos. Él considera también el concepto introducido por Meyerhof, refiriéndome al área efectiva de cimentaciones por excentricidad de carga.

Investigaciones más recientes amplían la comprensión sobre el comportamiento del suelo, formulando teorías que se asemeja a la realidad, como es el caso del ingeniero nacido en Yugoslavia, Aleksandar Vesic (1973) quien plantea que el suelo tiene tres posibles mecanismos de falla (cimentaciones que descansa sobre arenas): La Falla Generalizada, la Falla Localizada y la Falla por Punzonamiento.

2.5.2. Fundamentación Teórica de la Investigación

2.5.2.1. Suelos

En el sentido general de la ingeniería, suelo se define como el agregado no cementado de grano mineral y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se usa como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y sirve para soportar las cimentaciones estructurales. Por esto los ingenieros civiles deben estudiar las propiedades del suelo, tales como origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, asentamientos, entre otras más. (Braja, M., 2001, p. 30).

2.5.2.1.1. Clases de suelos

Para Martínez, E. (2014) existen los siguientes tipos de suelos:

- a. **Suelos Residuales.**- Son producto del ataque de los agentes del intemperismo, suelen quedarse en el lugar directamente sobre la roca de la cual se derivan.
- b. **Suelos Transportados.**- Los suelos pueden ser removidos del lugar de formación, por los mismos agentes geológicos y redepositados en otra zona. Así se generan suelos que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos.

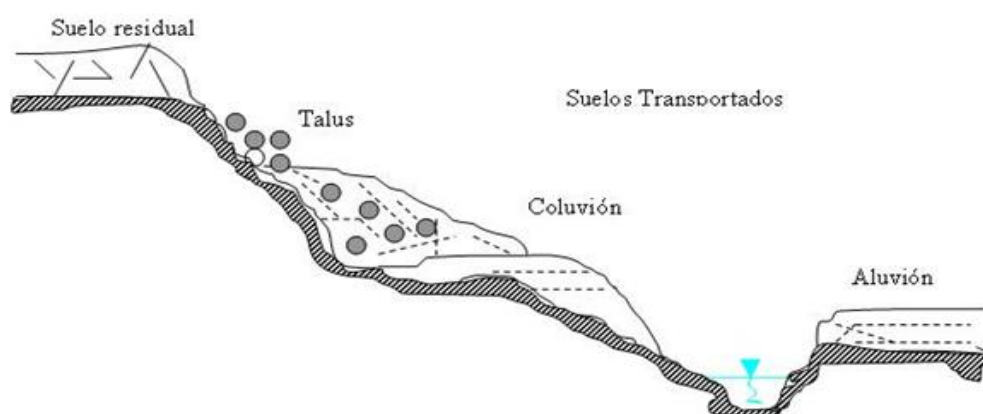


Figura 6. Suelos transportados. (Fuente: Martínez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)

2.5.2.1.2. Estructura y Textura de los Suelos

Estructura. Definimos como estructura a la propiedad de los suelos que produce una respuesta a los cambios exteriores y solicitaciones tales como el agua, cargas (edificios, pavimentos, etc.) respectivamente. Esta propiedad involucra tanto el arreglo geométrico de

las partículas como a las fuerzas que están sobre ellas, Involucra conceptos como “gradación”, “arreglo”, “vacíos”, fuerzas ligantes y fuerzas eléctricas asociadas. (Martínez, E., 2014, p. 11).

Textura. Es la apariencia superficial, depende del tamaño, forma y graduación de las partículas.

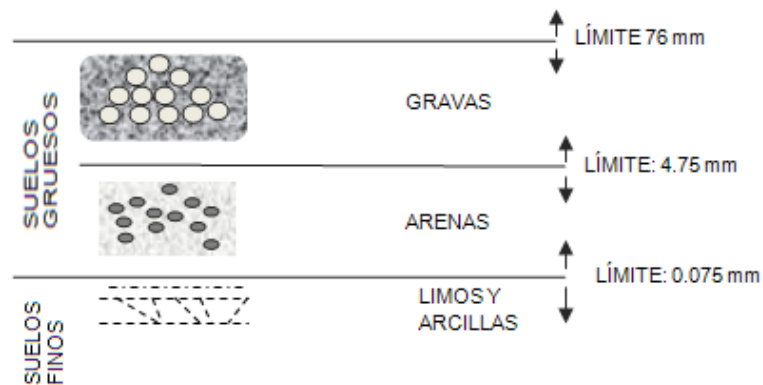


Figura 7. Textura de los suelos. (Fuente: Martínez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)

a. Estructura de los Suelos Gruesos: Predominan las fuerzas gravitacionales, depende en gran medida de la forma de las partículas, de su tamaño y de cómo están organizadas. Así su resistencia o comportamiento hidráulico se ven gradualmente afectados por circunstancias tales como la orientación de las partículas o la cantidad de vacíos existentes en su masa. En las figuras se muestran el arreglo de sus partículas. En el gráfico (a) se observa el arreglo denominado estado más suelto y en el (b) se observa el arreglo denominado estado más compacto.

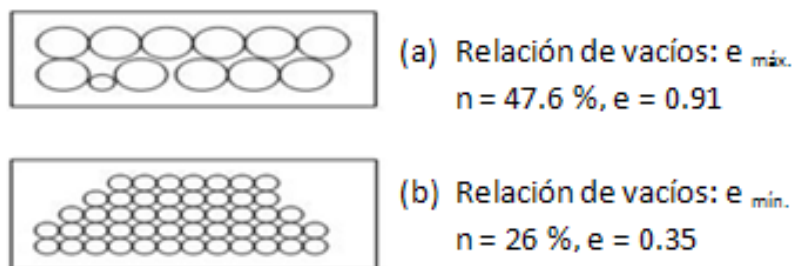


Figura 8. Estructura de los suelos gruesos (Fuente: Martínez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)

Notándose que la cantidad de vacíos en ambos es diferente es decir con relación de vacíos máx. y mín. en el arreglo de este tipo de partículas, como las partículas reales difieren de la forma esférica rara vez da un arreglo real y en consecuencia los diferentes tamaños y formas se combinan para formar suelos muy densos o sueltos. (Martínez, E., 2014, p. 11).

Utilizando ambas estructuras se puede concluir que la segunda (densa) exige un arreglo mejor que la primera, es decir la resistencia que pueda tener el suelo es mayor y que las partículas menores contribuyen al soporte de cargas y el tener menor cantidad de vacíos existe menos posibilidad de deformación. En la naturaleza el suelo se presenta en un estado intermedio donde la relación de vacíos podría denominarse estado natural (en) que en cierto modo representa el grado de acomodo entre partículas. **(Martínez, E., 2014, p. 11).**

b. Estructura de los Suelos Cohesivos: El conocimiento de la composición interna de las láminas de arcilla es más importante a nivel básico que a nivel ingenieril, sin embargo es útil comprender su composición a fin de establecer su comportamiento.

Investigaciones recientes, señalan el ambiente electroquímico, que existe en el agua, en el momento de la formación del suelo como el factor más influyente en su futuro comportamiento y la sedimentación individual de tales estructuras, produce las denominadas estructuras: Floculenta, Panaloide, Castillo de naipes y Dispersa **(Martínez, E., 2014, p. 12).**

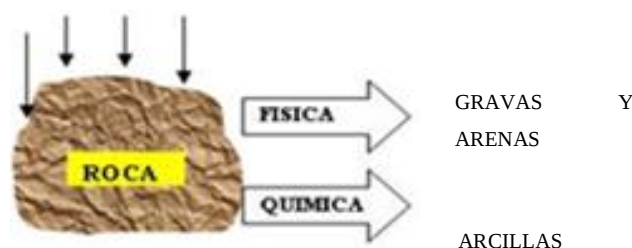


Figura 9. Estructura de los suelos gruesos (Fuente: Martínez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)

c. Estructura Floculenta (arcilla): Cuando en el proceso de sedimentación, dos partículas de diámetros menores de 0.002mm llegan a tocarse, se adhieren y se sedimentan juntas; así otras partículas pueden Unirse al grupo, formando un grumo, con estructura similar a un panal. Cuando estos grumos llegan al fondo forman a su vez panales, cuyas bóvedas no están ya formadas por partículas individuales; sino por los grumos mencionados. El mecanismo anterior produce una estructura muy blanda y suelta, con gran volumen de vacíos, llamada Floculenta y a veces, Panaloide de orden superior. **(Martínez, E., 2014, p. 14).**

Las partículas menores de $0,0002 \text{ mm} = 0.2 \text{ micra}$ se consideran ya coloides; estas partículas pueden permanecer en suspensión indefinidamente, pues en ellas el peso ejerce poca influencia en comparación con, las fuerzas eléctricas desarrolladas entre las partículas

cargadas negativamente, según ya se dijo y con las fuerzas moleculares ejercidas por la propia agua; cuando dos de estas partículas tienden a acercarse, sus cargas ejercen una repulsión que las aleja de nuevo; las vibraciones moleculares del agua, impiden que las partículas se precipiten; el resultado es un movimiento característico en rápido zigzag, conocido como browniano (el botánico inglés Brown lo observó por vez primera al estudiar suspensiones de clorofila al microscopio).

Por este mecanismo, las partículas coloidales de suelo en suspensión no se sedimentarían jamás. Las cargas eléctricas de las partículas coloidales pueden, sin embargo, neutralizarse bajo la influencia de la adición de iones de carga positiva opuesta; un electrolito, por ejemplo un ácido tal como el clorhídrico, se disocia en agua en iones positivos y negativos (Cl^- y H^+); por el efecto de los iones H^+ en solución, los coloides neutralizan sus cargas y chocan entre sí, quedando unidos por las fuerzas de adherencia desarrolladas. De esta manera pueden empezar a formarse los flóculos de mayor masa, que ya tienden a depositarse.

En las aguas de mar, sales contenidas actúan como electrolito haciendo posible la generación del mecanismo antes descrito; en otras aguas naturales la disociación normal de algunas moléculas (H^+ , OH^-) que siempre se produce, la presencia de sales, etc., logra el mismo efecto. **(Martínez, E., 2014, p. 14).**

Los flóculos se unen entre sí para formar panales, que se depositan conjuntamente, formando al tocar fondo nuevos panales y dando lugar a una forma extraordinaria difusa de estructura en la que el volumen del sólido puede no representar más de un 5 -10%.

Conforme aumenta el peso debido a la sedimentación continua, las capas inferiores expulsan agua y se consolidan más. Durante este proceso, las partículas y grumos se acercan entre sí y es posible que esta estructuración tan poco firme al principio, alcance resistencias de importancia.

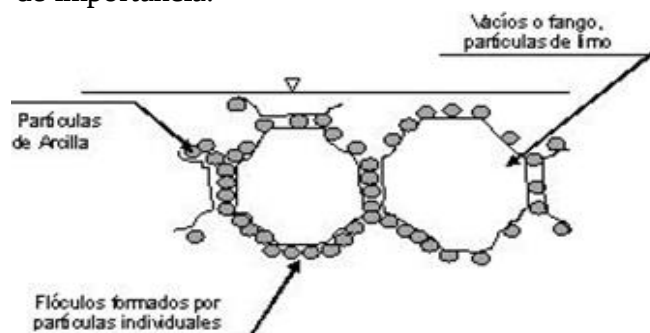


Figura 10. Estructura floculenta de la arcilla. (Fuente: Martínez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)

d. Estructura Panaloide: Esta estructura considerada típica en granos de pequeño tamaño (0.002mm de diámetro o algo menores) que se depositan en un medio continuo, normalmente agua y, en ocasiones aire. En estas partículas, la gravitación ejerce un efecto que hace que tiendan a sedimentarse, pero su pequeña masa, otras fuerzas naturales pueden hacerse de magnitud comparable; concretamente, si la partícula antes de llegar al fondo del depósito, toca a otra partícula ya depositada, la fuerza de adherencia desarrollada entre ambas, puede neutralizar al peso, haciendo que la partícula quede detenida antes de completar su carrera; otra partícula puede ahora añadirse y el conjunto de ellas podrá llegar a formar una celda, con cantidad importante de vacíos, a modo de panal mostrada en la figura. Las fuerzas de adherencia, causantes de estas estructuras son fuerzas superficiales, ya mencionadas anteriormente. **(Martínez, E., 2014, p. 13).**

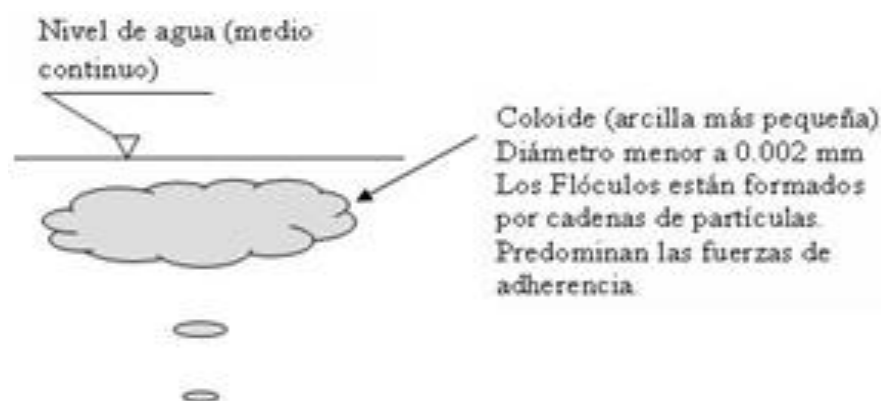


Figura 11. Estructura panaloide. (Fuente: Martínez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)

e. Estructura en Castillo de Naipes: Las investigaciones realizadas en partículas de caolinitas, ilitas y montmorilonitas demuestran que la longitud de ellas es del mismo orden de magnitud que su ancho y que el espesor varía de 1/100 de estas dimensiones, en las montmorilonitas, a 1/10 en las caolinitas, ocupando las ilitas una posición intermedia. Con estos datos es posible estimar que la superficie especificada de estas partículas (metros cuadrados de área superficial por gramo de peso) es el orden de 10 en las caolinitas, 80 en las ilitas y 800 en las montmorilonitas; estas cifras cobran toda su importancia al considerar la acción de las fuerzas superficiales como factor que interviene en la estructuración, no siendo difícil concebir que tal factor llegue a ser determinante. **(Martínez, E., 2014, p. 14).**

Corresponde a la naturaleza bipolar de las láminas de arcilla donde existe atracción entre los extremos (-) y las partes centrales (+).

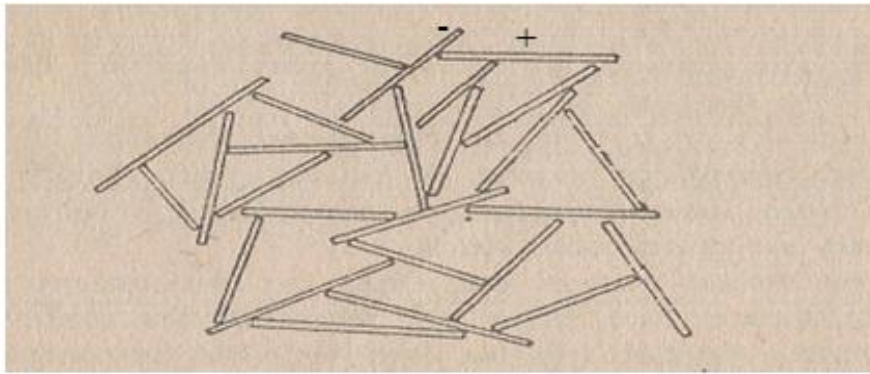


Figura 12. Estructura en Castillo de Naipes. (Fuente: Martínez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)

f. Estructura Difusa: Algunas investigaciones modernas han indicado que una hipótesis estructural del tipo de "castillo de naipes" en la cual las partículas tienen contactos mutuos, si bien puede aceptarse como real en muchos casos, quizá no es la más estable en la que pudiera pensarse. Cualquier perturbación que pueda existir, como deformación por esfuerzo cortante, tiende en general a disminuir los ángulos entre las diferentes láminas de material. Conforme esto sucede actúan entre las partículas presiones osmóticas inversamente proporcionales al espaciamiento entre ellas. Las presiones osmóticas tienden a hacer que las partículas se separen y adopten una, posición tal como la que, esquemáticamente se muestra. (Martínez, E., 2014, p. 14).

El fenómeno se origina cuando el peso de los estratos superiores, modifica el ángulo de contacto de las partículas.

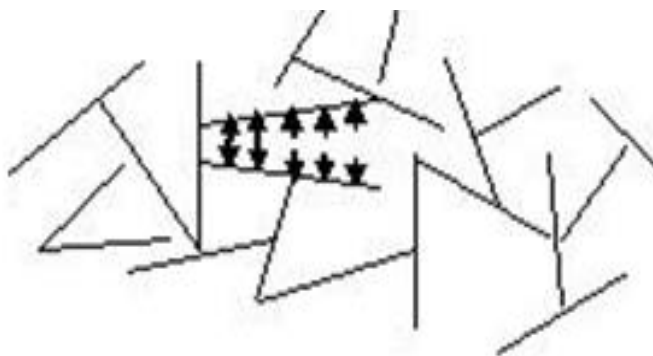


Figura 13. Estructura difusa. (Fuente: Martínez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)

2.5.2.1.3. Principales Propiedades de los Suelos.

a) Estabilidad volumétrica: Los cambios de humedad son la principal fuente: Se levantan los pavimentos, inclinan los postes y se rompen tubos y muros.

- b) Resistencia mecánica:** La humedad la reduce, la compactación o el secado la eleva. La disolución de cristales (arcillas sensitivas), baja la resistencia.
- c) Permeabilidad:** La presión de poros elevada provoca deslizamientos y el flujo de agua, a través del suelo, puede originar tubificación y arrastre de partículas sólidas.
- d) Durabilidad:** El intemperismo, la erosión y la abrasión amenazan la vida útil de un suelo, como elemento estructural o funcional.
- e) Compresibilidad:** Afecta la permeabilidad, altera la magnitud y sentido de las fuerzas inter partículas, modificando la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y provocando desplazamientos.
- f) Sensibilidad:** Conocida como susceptibilidad de una arcilla, es la propiedad por la cual, al perder el suelo su estructura natural, cambia su resistencia, haciéndose menor, y su compresibilidad, aumenta.
- g) Tixotropía:** Propiedad que tienen las arcillas, en mayor o menor grado, por la cual, después de haber sido ablandada por manipulación o agitación, puede recuperar su resistencia y rigidez, si se le deja en reposo y sin cambiar el contenido de agua inicial.

Las propiedades mencionadas anteriormente se pueden modificar o alterar de muchas formas: por medios mecánicos, drenaje, medios eléctricos, cambios de temperatura o adición de estabilizantes (cal, cemento, asfalto, sales, etc.). (Martínez, E., 2014, p. 14).

2.5.2.1.4. Fases del Suelo

En el suelo puede observarse la existencia de una fase sólida formada por las partículas minerales, una fase líquida que sería el agua intersticial libre y una parte gaseosa que reúne al aire o vapores producto de la descomposición orgánica atrapados entre los sólidos. (Braja, M., 2001, p. 31).

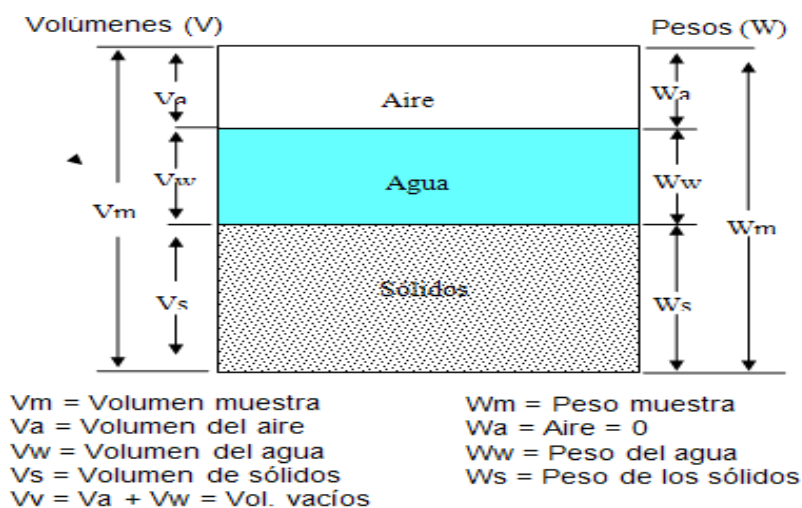


Figura 14. Fases del suelo. (Fuente: Braja, M., 2001)

2.5.2.1.4.1. Esquema de las fases del suelo

En Mecánica de Suelos, se relaciona el peso de las distintas fases del suelo con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto del peso específico. **(Braja, M., 2001, p. 31).**

Peso específico aparente (γ_m): Conocido como peso volumétrico, densidad aparente, peso específico de masa

$$\gamma_m = W_m / V_m = \frac{W_s + W_w}{V_m} \dots\dots\dots (1)$$

Peso específico del agua (γ_w): En condiciones prácticas: El peso específico del agua destilada es igual al peso específico del agua en condiciones naturales ($\gamma_o = \gamma_w$).

El peso específico del agua destilada (γ_o): a 4°C y a P.A. n. m. en sistemas derivados del métrico decimal es igual a 1 o a una potencia de 10.

Peso específico de los sólidos (γ_s):

$$\gamma_s = W_s / V_s \dots\dots\dots (2)$$

Variación de los pesos específicos en los suelos: $2.4 \leq \gamma_s \leq 2.9 \text{ gr/cm}^3$

En los laboratorios de Mecánica de Suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas y secas en el horno o estufa y el peso específico relativo de los suelos. **(Braja, M., 2001, p. 31).**

Estas magnitudes no son las únicas cuyo cálculo es necesario, es preciso obtener relaciones volumétricas y gravimétricas para poder determinar otras magnitudes en términos de estas. **(Braja, M., 2001, p. 31).**

Peso Específico Relativo: Viene hacer la relación entre el peso específico de la sustancia y el peso específico del agua destilada a 4° C y sujeta a una atmósfera de presión. **(Braja, M., 2001, p. 31).**

Peso específico relativo de la muestra (S_m):

$$S_m = \gamma_m / \gamma_o = \frac{W_m}{V_m \gamma_o} \dots\dots\dots (3)$$

Peso específico relativo de los sólidos (S_s):

$$S_s = \gamma_s / \gamma_o = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \dots\dots\dots (4)$$

Relaciones Fundamentales para el manejo de las Propiedades Mecánicas de los Suelos.

Relación de vacíos (e): También conocido como proporción de vacíos

$$e = V_v / V_s \dots\dots\dots (5)$$

$0 < e < \infty$ variación teórica

$0.25 < e < 15$ variación práctica

0.25, para arenas muy compactas, a 15, para arcillas altamente compresibles.

Porosidad (η %):

$$\eta\% = V_v / V_m \dots\dots\dots (6)$$

$0 < \eta < 100$ variación teórica (suelos con fase sólida)

20% $< \eta < 25\%$ variación práctica.

Grado de saturación (G_w %):

$$G_w\% = (V_w / V_v) * 100 \dots\dots\dots (7)$$

$0\% < G_w < 100\%$

0 Suelos secos

100 suelos saturados

Contenido de humedad (w %):

$$w\% = W_w / W_s \times 100 \dots\dots\dots (8)$$

2.5.2.1.4.2. Correlación entre la relación de Vacíos y Porosidad.

Si consideramos una muestra de suelo, adoptando el valor de la unidad (1) para el volumen de sólidos se obtiene (Braja, M., 2001, p. 33):

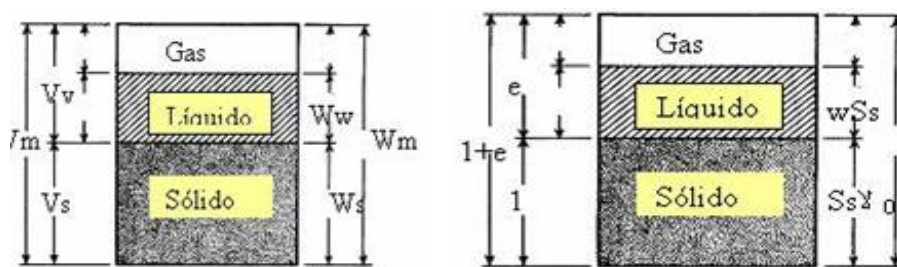


Figura 15. Correlación entre la relación de vacíos y porosidad. (Fuente: Braja, M., 2001)

Esquema de suelo

Como dato: $V = 1$, V_m , V_v , W_s , W_w

Consideremos el concepto de peso específico relativo de los sólidos (S_s)

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \rightarrow W_s = S_s \gamma_o$$

De la ecuación (8), se obtiene:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \rightarrow W_w = \omega S_s \gamma_o$$

De la ecuación (5), se obtiene:

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

Aplicando la definición de porosidad obtenemos:

$$\eta = \frac{V_v}{V_m} = \frac{e}{1+e} \dots\dots\dots (9)$$

$$e = \frac{\eta}{1-\eta} \dots\dots\dots (10)$$

2.5.2.1.4.3. Ecuaciones para suelos saturados y parcialmente saturados.

Suelos saturados: Se considera un suelo con dos fases: La sólida y líquida, en otras palabras los vacíos están ocupados íntegramente por el líquido (agua). En el esquema (a) consideramos $V_s = 1$ y en (b) consideramos $V_m = 1$

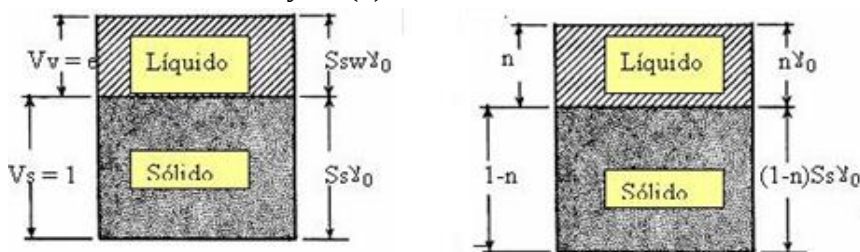


Figura 16. Suelos saturados. (Fuente: Braja, M., 2001)

Esquema de suelo (a y b)

Figura (a):

1. De la formula (4) Obtenemos:

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \rightarrow W_s = S_s \gamma_o$$

2. De la formula (5) obtenemos:

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

3. Del concepto de γ_o obtenemos:

$$\gamma_o = \frac{W_w}{V_w} \text{ Si } V_w = V_v = e$$

$$\rightarrow W_\omega = e\gamma_o$$

Figura (b)

1. De la formula (6) obtenemos:

$$n = V_v/V_m \rightarrow n = V_v$$

2. De la formula (4) obtenemos.

$$S_s = W_s/V_s\gamma_o \rightarrow W_s = (1 - n)S_s\gamma_o$$

3. Del concepto de γ_o obtenemos:

$$\gamma_o = W_\omega/V_\omega \rightarrow W_\omega = n\gamma_o$$

De la formula (8) obtenemos:

$$\omega = \frac{W_\omega}{W_s} = \frac{e\gamma_o}{S_s\gamma_o} \rightarrow e = \omega S_s \dots\dots\dots (11)$$

De la formula (1) y (3), obtenemos:

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} \dots (3) \qquad \gamma_m = \frac{W_m}{V_m} \dots (1)$$

$$S_m = \frac{S_s\gamma_o + e\gamma_o}{(1+e)\gamma_o} = \frac{S_s + e}{1+e} = \frac{S_s(1+\omega)}{1+S_s\omega} = n + (1-n)S_s \dots\dots\dots (12)$$

$$\gamma_m = S_m\gamma_o = S_s + e\gamma_o = S_s\gamma_o(1+\omega) = n + (1-n)S_s\gamma_o \dots\dots\dots (13)$$

Suelos Parcialmente Saturados

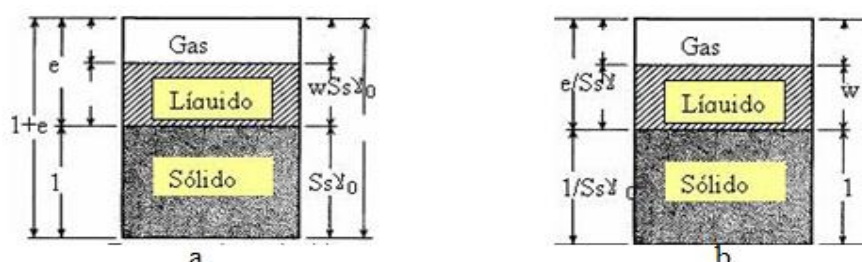


Figura 17. Suelos parcialmente saturados (Fuente: Braja, M., 2001)

Esquema de suelo parcialmente saturado (a y b)

Figura (a):

Figura (b)

De la formula (5) Obtenemos:

$$e = V_v/V_s \rightarrow V_v = e$$

1. De la formula (4) obtenemos:

$$S_s = W_s/V_s\gamma_o \rightarrow V_s = \frac{1}{S_s\gamma_o}$$

De la formula (4) Obtenemos:

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o} \rightarrow W_s = S_s V_s \gamma_o$$

2. De la formula (8) obtenemos:

$$\omega = \frac{W_\omega}{W_s} \rightarrow W_\omega = \omega W_s$$

De la formula (8) Obtenemos:

$$\omega = \frac{W_\omega}{W_s} \rightarrow W_\omega = \omega S_s \gamma_o$$

3. De la formula (2) obtenemos:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} = \frac{1}{V_s} \rightarrow e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$\rightarrow V_v = \frac{e}{S_s \gamma_o}$$

De las formulas (1), (3) y (7) obtenemos:

De (1)

$$\gamma_m = \frac{W_s + W_\omega}{V_m} = \frac{S_s \gamma_o + \omega S_s \gamma_o}{1 + e}$$

$$\rightarrow \gamma_m = \frac{1 + \omega}{1 + e} \gamma_s \dots \dots \dots (14)$$

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} \rightarrow \gamma_s = S_s \gamma_o$$

$$\frac{\gamma_s + \omega \gamma_s}{1 + e} = \frac{1 + \omega}{1 + e} \gamma_s$$

De (3), en la figura (b)

$$S_m = \frac{(1 + \omega) S_s}{1 + e} \dots \dots \dots (15)$$

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{(1 + \omega) \gamma_o S_s}{(1 + e) \gamma_o} = \frac{(1 + \omega) S_s}{(1 + e)} \quad (\text{OK})$$

De (7)

$$G_\omega \% = \frac{\omega S_s}{e} \times 100 \dots \dots \dots (16)$$

$$G_\omega \% = \frac{V_\omega}{V_v} \times 100; \quad \text{pero} \quad \gamma_o = \frac{W_o}{V_o} \Rightarrow V_o = \frac{W_o}{\gamma_o} = \frac{\omega S_s \gamma_o}{\gamma_o}$$

$$\therefore G_\omega \% = \frac{\omega S_s}{e} \times 100$$

2.5.2.1.4.4. Peso volumétrico seco o Densidad seca (γ_d)

En el esquema (a) de suelos saturados:

$$\gamma_m = \frac{W_s + W_\omega}{V_s + V_v} = \frac{W_s}{V_s + V_v} = \frac{S_s \gamma_o (1 + \omega)}{1 + e}$$

$$\gamma_d = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{W_s}{V_s + V_v} = \frac{S_s \gamma_o}{1 + e} \dots (17)$$

Peso volumétrico en función de la humedad

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + \omega}$$

Donde: γ_h : Peso volumétrico

ω : Contenido de humedad

2.5.2.1.4.5. Suelos sumergidos (γ')

Esto supone considerar el suelo saturado y sumergido, según la ley de Arquímedes, el suelo experimenta un empuje hidrostático hacia arriba, igual al peso del agua desalojada. (Martínez, E., 2014, p. 14).

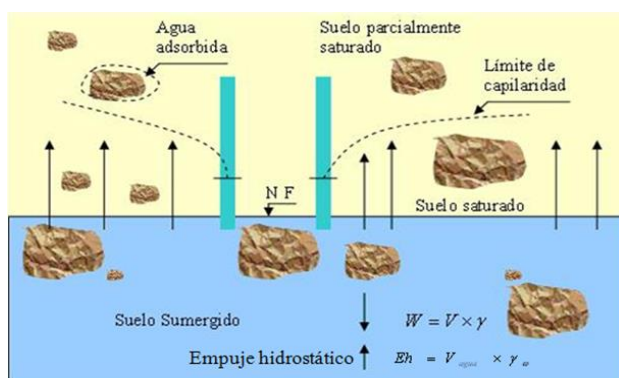


Figura 18. Esquema de los suelos sumergidos. (Fuente: Martínez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)

$$W_{\text{suelo sumergido}} = V_s \gamma_{\text{sat}} - V_{\text{agua}} \gamma_o$$

$$\text{Si: } V_s = V_{\text{agua desplazada}}$$

$$W_{\text{suelo sumergido}} = V_s (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_o)$$

Entonces despejando:

$$\frac{W_{\text{sumergido}}}{V_s} = \gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_o$$

Peso específico de sólidos sumergido $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_o$; como $\gamma_o = 1 \text{ gr/cm}^3$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - 1 \text{ (En gr/cm}^3\text{)} \dots (18)$$

Peso Específico de la Masa Sumergida (γ'_m)

$$\gamma'_m = \gamma_m - 1 \text{ (en gr/cm}^3\text{)} \dots (19)$$

En suelos bajo el nivel freático (suelo sumergido) el empuje hidrostático influye en los pesos específicos tal como se anota, ya que los suelos sufren un empuje ascensional que en magnitud es igual al volumen del líquido desplazado. En el cálculo del peso específico

aparente debe contemplarse la posibilidad de que este se encuentre totalmente saturado. (Martínez, E., 2014, p. 14).

$$S'_s = S_s - 1 \dots \dots \dots (19')$$

$$S'_m = S_m - 1 \dots \dots \dots (20)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_v} = \frac{S_s \gamma_0 + e \gamma_0}{1 + e} \dots \dots \dots (21)$$

$$\gamma_{sat} = [(1 - n)S_s + n]\gamma_o$$

Tabla 8

Peso específico de algunos suelos.

Suelo	γ_d (gr/Cm ³)	Suelo	γ_d (gr/Cm ³)
Arena de cuarzo	2.65	Montmorillonita	2.41
Grava	2.25 - 2.40	Caolinita	2.6
Limo	2.65 - 2.68	Cuarzo	2.66
Arcilla arenosa	2.68 - 2.72	Calcita	2.72
Arcilla gravosa	2.73 - 2.75	Mica	2.80 - 2.90

Fuente: Martínez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014.

Tabla 9

Porosidad y relación de vacíos de algunos suelos.

Suelo	Porosidad ($\eta\%$)	Relación de vacíos (e)
rava	40 - 45	0.67 - 1.22
Grava Arenosa	15 - 40	0.187-0.67
Arena	20 - 50	0.75 - 1.00
Limo arenoso	20 - 30	0.25 - 0.43
Limo	40 - 65	0.67 - 1.85
Arcilla compacta	20 - 40	0.25 - 0.67
Arcilla gravosa	40 - 90	0.67 - 2.00
Arcilla rígida	30 -50	0.43 -1.00
Arcilla plástica	40 -70	0.67 - 2.33
Fango	70 - 90	2.33 - 2.90

Fuente: Martínez, E., 2014

Tabla 10*Pesos específicos de algunos suelos*

Suelo	Estado		
	Seco	Húmedo	Saturado
Arena suelta	1.50	1.70	2.00
Arena media compacta	1.80	1.90	2.00
Arcilla		2.00	1.90

Fuente: Martínez, E., 2014

Formulas Importantes en la determinación de las propiedades físicas del suelo

$$\gamma_d = (1 - \eta)S_s\gamma_o$$

$$\eta = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s} \times 100 \dots \dots \dots (23)$$

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} \quad (24)$$

$$C_r \% = D_r \% \left(\frac{\gamma_d - \gamma_{\min}}{\gamma_{\max} - \gamma_{\min}} \right) \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_d} \times 100 \dots \dots \dots (25)$$

Dónde: γ_d es el peso específico seco In Situ; $\gamma_{\max}$ es el peso específico en el estado más suelto; $\gamma_{\min}$ es el peso específico en el estado más compacto.

2.5.2.1.4.6. Exploración de suelos

Objetivo del estudio del Suelo.

El objetivo para plasmar la investigación de un suelo depende, de que el suelo en estudio, represente un suelo de fundación o un material de construcción.

a. El Suelo como Terreno de fundación.

Por medio de los estudios al sub suelo, se quiere obtener los valores admisibles o aplicables para la sobrecarga debido a edificaciones por construir (resistencia del suelo y comparar con presión admisible o de servicio impuesta por la construcción), (figura 14). Así mismo, se desea averiguar algo, en cuanto al comportamiento del suelo por efecto del asentamiento o sea el efecto que produce la carga de la edificación, las vibraciones y otros factores de las cuales se deben conocer no solamente la magnitud si no también el desarrollo de los asentamientos pueden variar en gran escala. En suelos no cohesivos de unos centímetros y

en suelos cohesivos de decímetros, la medida del asentamiento admisible depende del tipo de edificación y de su uso. (Braja, M., 2001, p. 34).

Los resultados de los estudios del sub suelo representan la base para:

El trazado de carreteras, ferrocarriles, canales, donde se debe tomar en cuenta los asentamientos no uniformes, los deslizamientos y la presencia del nivel freático.

La selección de la fundación más adecuada y económica de edificaciones, en cuanto a la profundidad y tipo de cimentación.

Además se tiene que tomar en cuenta el ambiente del sitio de construcción y el efecto de la edificación a las escenas de los alrededores, tal como se muestra en la figura 15.

La investigación del sub suelo, también influye en la elaboración de planos del muestreo del terreno donde se dan todos los perfiles de perforaciones y excavaciones ya hechos y otros datos conocidos. (Braja, M., 2001, p. 34)

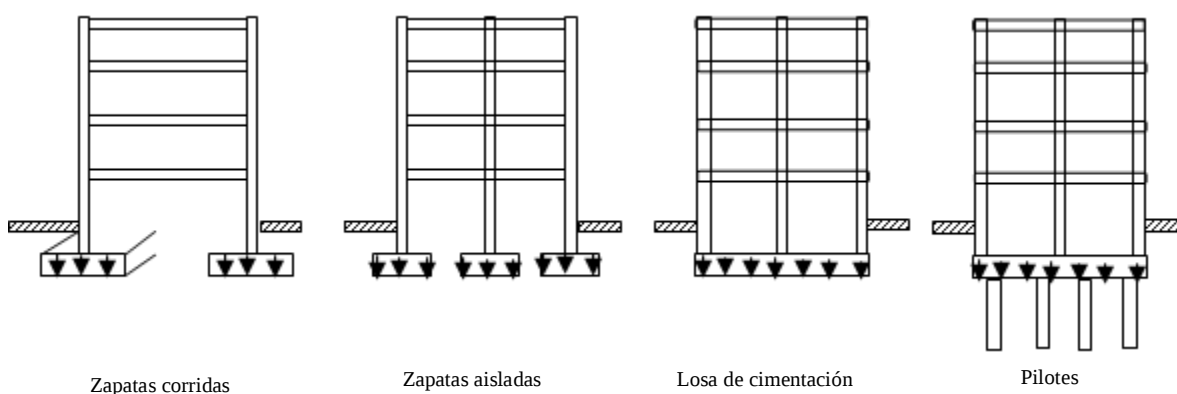


Figura 19. Esquema de la tipología de cimentación y presiones de contacto. (Fuente: Braja, M., 2001)

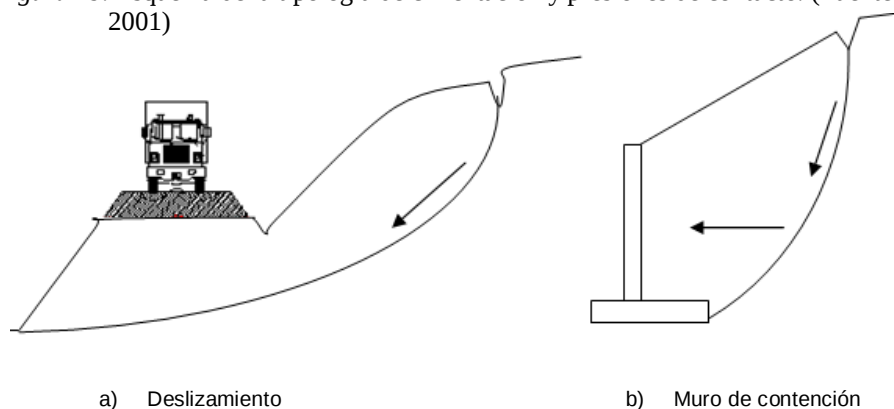


Figura 20. Esquema de empuje y deslizamiento de suelos. (Fuente: Braja, M., 2001)

b. El suelo como material de construcción.

En la construcción de terraplenes para carreteras, ferrocarriles, canales, etc.

En la construcción de diques (presas) de lagos de embalses o diques protectores en los ríos.

En el relleno de muros de contención, muelles.

En la elevación de terrenos.

Como capas de sub base, base y capas de desgaste de carreteras, aeropuertos, campos deportivos etc.

Como material filtrante para sistemas de drenaje de pozos etc.

Como material impermeabilizante en la construcción de presas, canales etc.

En el relleno de socavones abandonados en minas.

En general como material de construcción, arena, grava, piedra picada, agregados, etc.

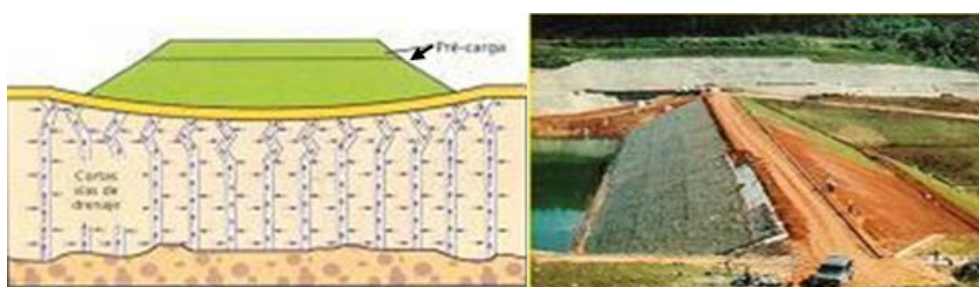


Figura 21. Esquema de la construcción de un terraplén y una presa de tierra. (Fuente: Martinez, E. Guía de Mecánica de Suelos, 2014)



Figura 22. Esquema de la construcción de un dique de defensa ribereña. (Fuente: Martinez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)



Figura 23. Construcción de canales y pavimentos. (Fuente: Martinez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)

c. Estudios Complementarios e imprescindibles:

c.1. Efecto del agua en cualquier obra.

Normalmente habrá que determinar la profundidad de la napa freática y sus variaciones. En los suelos cohesivos además se tiene que averiguar los cambios de comportamiento físico del suelo, según alteraciones en el contenido de humedad. **(Braja, M., 2001, p. 34).**

En base a estos estudios se puede tomar decisiones:

La decisión en cuanto a la reducción del nivel freático.

Las cotas adecuadas de las cimentaciones y la protección contra el agua subterránea.

Las fuerzas del agua subterránea actuantes en las edificaciones bajo el nivel freático.

Tipo de drenaje y protección de taludes en desmontes y terraplenes (filtros de drenaje, filtro de taludes.)

Seguridad al deslizamiento por debajo de presas, vertederos.

Peligro de congelaciones (carreteras y edificaciones en zona frías.)

Contracción e hinchamiento del suelo, según cambios en el contenido de humedad, lo que produce deformaciones en la obra.

La compactación de terraplenes (carreteras) según el contenido de humedad.

c.2. Efecto de la topografía.

Como afectará al diseño de las cimentaciones y la construcción.

Propiedades adyacentes, presencia de ríos, quebradas, cunetas, canales, árboles, formaciones rocosas.

Accesos disponibles para vehículos y maquinaria.

c.3. Efecto de las redes de servicios subterráneo.

Cableado eléctrico y teléfono.

Tuberías de agua y alcantarillado.

c.4. Efecto de las formaciones geológicas.

La posibilidad de hundimiento.

Presencia de fallas geológicas

c.5. Efecto de la presencia de sulfatos y /o sustancias químicas en el suelo.

Determinar los posibles efectos de deterioro en las estructuras de la cimentación por presencia de sulfatos (Tabla 04), se muestra los efectos aceptables y dañinos, según lo dispuesto por el Reglamento Nacional de edificaciones (RNE).

Tabla 11*Concreto expuesto a soluciones de Sulfato.*

Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄), presencia en el suelo, % en peso	Sulfato (SO ₄) en agua, p.p.m.	Tipo de cemento	Concreto con agregado de peso normal. Relación máxima agua/cemento en peso	Concreto con agregado de peso normal y ligero. Resistencia mínima a compresión, f _c MPa
Despreciable	$0.00 \leq \text{SO}_4 < 0.10$	$0.00 \leq \text{SO}_4 < 150$	-		
Moderado	$0.10 \leq \text{SO}_4 < 0.20$	$150 \leq \text{SO}_4 < 500$	II, IP (MS), IS (MS) P (MS), I (SM) (MS)	0.50	4000
Severo	$0.20 \leq \text{SO}_4 < 2.00$	$1500 \leq \text{SO}_4 < 10000$	V	0.45	4500
Muy severo	$\text{SO}_4 > 2.00$	$\text{SO}_4 > 10000$	V + Puzolana	0.45	4500

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

c.6. Efecto de la ocurrencia de los fenómenos naturales.

Posibilidad de ocurrencia de fenómenos geológicos (sismos).

Posibilidad de ocurrencia de fenómenos geológico-climático (deslizamientos, licuación de suelos)

Posibilidad de ocurrencia de fenómenos hidrometeorológicos: Inundaciones, por crecida de ríos, quebradas, etc.

Vientos.

Heladas

2.5.2.1.5. Exploración en Suelos.**a. Generalidades.**

Los mapas geológicos, cuando existen, dan una primera información respecto a la condición del terreno, con aproximación se puede pronosticar las propiedades del suelo. Los mapas geológicos son apropiados para la investigación previa de zonas amplias en estudio (urbanizaciones, etc.) muchas veces ya son conocidas las condiciones del suelo en las inmediaciones de una obra por ejecutar, o sea ya han sido obtenidos datos del suelo en investigaciones previas para otras edificaciones. Estos datos pueden representar la base de los estudios nuevos por llevar a cabo. (Braja, M., 2001, p. 35).

b. Métodos de Exploración de suelos:

Excavaciones o pozos a cielo abierto.

El método más simple para reconocer al terreno consiste en excavar un pozo donde se ve las capas de suelo en plena estratificación. La profundidad de estas excavaciones es muy limitada, se llega solamente a unos 2 a 4 metros de profundidad. (Figura 19) En tales excavaciones se obtiene tanto muestras alteradas como inalteradas. Una vez encontrado el nivel freático ya no se penetra más y la excavación se da por terminada. (Braja, M., 2001, p. 35).

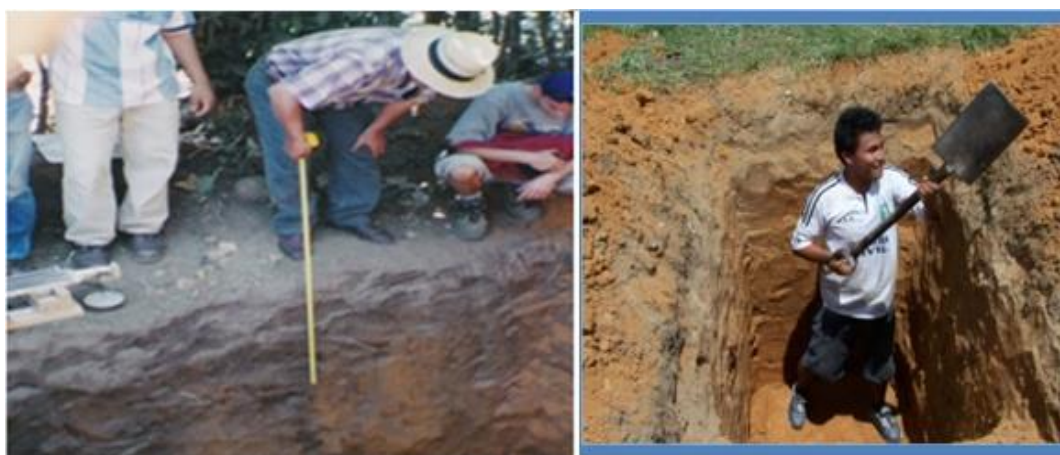


Figura 24. Pozos o calicatas a cielo abierto. (Fuente: Martinez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)

2.5.2.1.5.1. Toma de muestras (alteradas e inalteradas) para ensayos de laboratorio

a. Muestras alteradas

Estas muestras se obtienen tanto en pozos a cielo abierto como en perforaciones. La textura original del suelo ya está destruida con estas muestras. No es posible determinar la compacidad ni el peso volumétrico (densidad aparente) del suelo, no obstante sirven para precisar otras propiedades físicas, tales como la granulometría, límites de plasticidad, peso específico de sólidos.

Las muestras alteradas se sacarán en todo cambio en los estratos, o por lo menos de cada metro de profundidad. Para poder determinar el contenido de humedad es necesario poner las muestras inmediatamente dentro de un recipiente hermético cerrado a menos que exista un equipo para averiguar el contenido de humedad In Situ. (Braja, M., 2001, p. 35).

b. Muestras inalteradas

Estas muestras que conservan su estado original (la compacidad natural, peso volumétrico original, etc.) serán obtenidas cuando sea necesario determinar ciertas propiedades del suelo (compacidad, resistencia, asentamiento, permeabilidad etc.).

En perforaciones es muy difícil obtener muestras inalteradas, para tales fines, se requiere de equipo muy especial, y además se obtiene las muestras solamente de suelos cohesivos o de rocas.

Las muestras inalteradas se obtendrá también cortando cubos mediante un cuchillo longitudinal de arista del cubo ± 15 cm. Dado el caso, que no se investigue a las muestras inmediatamente después del muestreo, entonces las muestras deberán cubrirse herméticamente con parafina o en caso de que se haya extraído con cilindro muestreado este debe taparse a ambos extremos. **(Braja, M., 2001, p. 35).**

c. En los suelos de alta cohesión Susceptibles de alteración

Requieren de una buena decisión de toma de muestras como por ejemplo emplear un pistón o tubo de paredes delgadas que empuja o introduce en el suelo con ayuda de un gato hidráulico, nunca forzado a golpes de martillo.

d. En los suelos no Susceptibles de alteración

El muestreo de estas clases se hace con tubos abiertos que son martillados en el suelo con martillo deslizador o a partir de muestras tomadas a mano cuidadosamente de los pozos de prueba.

En general el ingeniero debe reconocer el justo valor de la calidad del muestreo, tanto que esta puede significar una economía de los costos de diseño, un muestreo de alta calidad representa una mayor exactitud en la determinación de las fuerzas cortantes, con mayores presiones de soporte, por consiguiente, una reducción en los costos de cimentación.

También debe estudiar el problema de la cimentación y decidir qué grado de perfección en el muestreo es económicamente justificable, mantener siempre presente que ciertas pruebas In situ, como las de veleta o cono, pueden proporcionar información más confiable que las pruebas de laboratorio hechas en muestras inalteradas. **(Braja, M., 2001, p. 36).**

2.5.2.1.6. Granulometría de los suelos

Generalidades

El ingeniero interesado en suelos deberá estar suficientemente enterado de los métodos y criterios basados en la distribución granulométrica.

La finalidad es obtener la distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo. Así es posible también su clasificación mediante sistemas como AASHTO o SUCS. El ensayo es importante, ya que gran parte de los criterios de aceptación de suelos

para ser utilizados en bases o sub -bases de carreteras, presas de tierra o diques, drenajes, etc., depende de este análisis.

Para obtener la distribución de tamaños, se emplean tamices normalizados y numerados, dispuestos en orden decreciente. (Meyerhof, A. 1965, p. 45).

Definición

Es el estudio y determinación de los diferentes tamaños de las partículas de los suelos, la granulometría ofrece criterios que permiten encasillar a un suelo en sistemas de clasificación ampliamente difundidos con la posibilidad de poder utilizar experiencias de otras investigaciones. (Meyerhof, A. 1965, p. 45).

3.5.2.1.6.1 Clasificación de los suelos según investigaciones de las instituciones internacionales.

Tabla 12

Clasificación de los suelos.

UNIFICADO	BOLOS		ARENA		LIMO		ARCILLA	
A.A.S.H.T.O.	BOLOS	GRAVA	ARENA		LIMO		ARCILLA	
A.S.T.M.		GRAVA	ARENA		LIMO		ARCILLA	
F.A.A.		GRAVA	ARENA		LIMO		ARCILLA	
U.S.O.A.	BOLOS	GRAVA	ARENA		LIMO		ARCILLA	
M.I.T.		GRAVA	ARENA		LIMO		ARCILLA	
Tamaño de grano (mm)	75	19	2	0.075	0.05	0.005	0.002	0.001

Fuente: Meyerhof, A. 1965.

a. Análisis mecánico y gradación de suelos

Comprende todos los métodos para la separación de un suelo seco en diferentes tamaños o fracciones. El de tamizado para las partículas grueso – granulares (gravas, arenas) y el de sedimentación para la fracción fina del suelo (limos, arcillas, granos < a 0.075 mm), pues no son discriminables por tamizado. (Meyerhof, A. 1965, p. 45).

b. Análisis Granulométrico por Tamizado en Seco. Referencia ASTM D421-58 y D422-63. AASHTO T87-70 y AASHTO T88-70

Viene hacer la actividad de hacer pasar la muestra de suelo seco mediante un juego de tamices que se disponen en forma descendente de acuerdo a la abertura de su diámetro en mm. Hasta el tamiz # 200 (0.075 mm.).

Tabla 13*Diámetros de mallas.*

Según las normas astm		Según las normas astm	
Nº malla	Abertura en (mm)	Nº malla	Abertura en (mm)
6"	152,00	10 *	2,00
5"	127,00	16	1,18
3"	76,30	20 *	0,85
2 1/2"	63,30	30	0,60
2" *	50,80	40 *	0,425
1 1/2"	38,10	50	0,30
1" *	25,40	60 *	0,25
3/4" *	19,05	80	0,10
1/2" *	12,70	100	0,15
3/8" *	9,52	140	0,106
1/4"	6,35	200 *	0,075
4 *	4,75	270	0,05
8	2,36	400	0,038

Fuente: Normas ASTM.

La distribución granulométrica de los suelos, suele ser representada en una “gráfica granulométrica”, dibujando con porcentajes en peso como ordenadas y tamaños de partículas como abscisas. La representación en escala semilogarítmica (eje de las abscisas en escala logarítmica y a escala natural las ordenadas), un suelo constituido por partículas de un solo tamaño estará representado por una línea vertical, una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo muy heterogéneo), suelo bien graduado. **(Meyerhof, A. 1965, p. 45).**

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, se utiliza el coeficiente de uniformidad (C_u). El mismo que indica la variación del tamaño de las partículas presentes en la muestra de ensayo. Así mismo se puede indicar que si este valor es muy grande quiere decir que entre los diámetros D_{60} y D_{10} difieren en tamaño apreciablemente. No podemos estar seguros que no exista un vacío de gradación.

Como medida de la gradación, se utiliza el coeficiente de curvatura (C_c). El mismo que indica la forma de la curva entre D_{60} y D_{10} . **(Meyerhof, A. 1965, p. 45).**

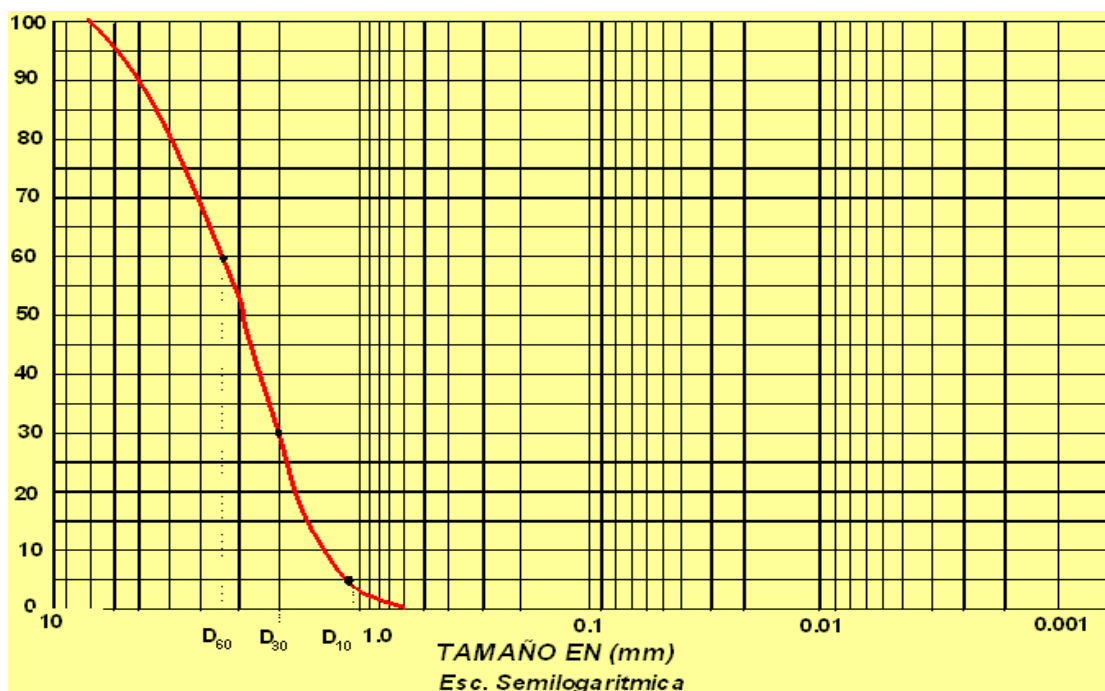


Figura 25. Representación gráfica de los tamaños de granos de una muestra. (Fuente: Meyerhof, A., 1965)

Determinación de la Graduación del suelo.- se suele determinar el Coeficiente de Uniformidad (C_u) y Coeficiente de Curvatura (C_c), el suelo se considera bien graduado y se simboliza con la letra (W); si se cumple las dos condiciones que se describen a continuación, caso contrario será mal graduado (P). (Meyerhof, A. 1965, p. 45).

1. Coeficiente de Uniformidad (C_u)

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

Dónde: D_{60} significa tal tamaño de grano que el 60% en peso pasa; D_{10} significa tal tamaño de grano que el 10% en peso pasa.

Sí: $C_u > 3$, El suelo será Heterogéneo; < 3 , el suelo será muy uniforme; > 15 , el suelo será muy heterogéneo.

2. Coeficiente de Gradación o Curvatura (C_c)

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

Dónde: D_{30} significa tal tamaño de grano que el 30% en peso pasa

Sí: $1 < C_c < 3$, Entonces será un suelo bien graduado compuesto por todo tamaño de partículas.

Nota: En los ensayos de Granulometría, los coeficientes de uniformidad y curvatura serán determinados, si se cumple que el 12 % o menos pasa por la malla N° 200.

2.5.2.1.7. Plasticidad en suelos

Generalidades

En los suelos cohesivos (arcillas, limos, margas, arcillas arenosas, limos arenosos) debe averiguarse el comportamiento por la plasticidad.

La plasticidad en los suelos cohesivos no es una propiedad permanente, sino circunstancial y dependiente de su contenido de humedad (agua). Por ejemplo una arcilla bastante seca, puede tener la consistencia de un ladrillo con plasticidad nula, y esa misma, con gran contenido de agua puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido. Entre ambos extremos, existe un intervalo del contenido de agua en que la arcilla se comporta plásticamente. (Rodríguez, J., 2011, p. 45).

Definición

Es la propiedad de un material (suelo) por el cual es capaz de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable, sin deformarse ni agrietarse. (Rodríguez, J., 2011, p. 45).

Estados de consistencia

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo es susceptible de ser plástico y puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg.

Estado Líquido.- Cuando el suelo tiene las propiedades y apariencia de una Suspensión.

Estado Semi líquido.- Cuando el suelo tiene las propiedades y apariencia de un líquido viscoso.

Estado Plástico.- Cuando el suelo está sujeto a deformaciones.

Estado Semi Sólido.- Cuando el suelo se encuentra en proceso de endurecimiento difícil de trabajarse, disminuye su volumen al estar sujeto al secado.

Estado Sólido.- Cuando el suelo no cambia su volumen al irse secando.

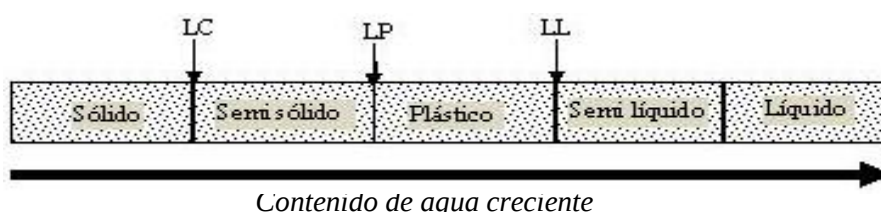


Figura 26. Esquema de los estados del suelo. (Fuente: Martínez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014).

Límites de consistencia o límites de Atterberg.

Los límites de consistencia fueron propuestos el científico sueco A. Atterbeg, nosotros podemos considerar que los LL y LP han sido y son ampliamente utilizados a nivel mundial,

principalmente para la identificación y clasificación de los suelos, ambos también son útiles para predecir la máxima densidad seca o el óptimo contenido de humedad en los problemas de compactación. El LC, es importante en las zonas donde el suelo sufre grandes cambios de volumen. Los límites de adhesión y cohesión no tienen relevancia en el campo de la ingeniería civil. **(Rodríguez, J., 2011, p. 45).**

Límite Líquido (LL): Es el contenido de agua de un suelo arcilloso con el cual empieza a fluir si se agita ligeramente varias veces. También podemos decir que es el contenido de agua por debajo del cual el suelo tiene un comportamiento plástico.

Límite Plástico (LP): Es el contenido de agua con el cual el suelo puede moldearse en cilindros o rollitos de 3 mm de diámetro sin que se rompan o desmoronen. O también se puede expresar como el contenido de agua por debajo del cual se puede considerar al suelo como no plástico.

Límite de adhesión: Es el contenido de agua con que la arcilla comienza a pegarse a las superficies metálicas tales como, cuchillas del arado y espátulas de trabajo en los laboratorios.

Límite de Cohesión: Es el contenido de agua con que los grumos de arcilla son capaces de pegarse unas con otras.

Límite de Contracción (LC).- Frontera entre los estados de consistencia semi sólido y sólido definido con el contenido de humedad (agua) con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando.

Determinación del Límite líquido (LL).

Hoy en día se emplea el equipo ideado por A. Casagrande es un equipo mundialmente usado, compuesto por una copa o cápsula de latón, articulada por un extremo, que sube y baja por la acción de hacer girar una manivela, la altura de caída de la copa se ajusta para que sea exactamente 1 centímetro, la copa se golpea sobre una base de caucho duro. Adicionalmente se debe contar con la presencia de dos ranuradores, uno tipo ASTM generalmente utilizado para suelos poco plásticos y otro tipo Casagrande, los cuales sirven para hacer ranuras en la muestra que se colocará sobre la copa. **(Rodríguez, J., 2011, p. 45).**

El material (suelo) que se utiliza para la prueba debe pasar la malla N° 40 (0.420 mm), antes de la prueba, el suelo se amasa y se deposita en la copa, se hace una ranura en el centro de la muestra de suelo, Luego entonces se gira la manivela y se cuenta el número de golpes

que la copa cae sobre la base de caucho, hasta que la ranura se cierre en unos 12 mm de longitud. Se toma un poco de suelo de alrededor de la ranura y se determina su contenido de humedad. Se repite la operación tres a cuatro veces añadiendo agua o amasando con la finalidad que se deshidrate la muestra, no agregar suelo seco, hasta que se hagan dos mediciones de la humedad para consistencias correspondientes a menos de 25 golpes, y otras dos mediciones para un número mayor. Los resultados se grafican tomando en abscisas el número de golpes (NG) en escala logarítmica, y como ordenadas el contenido de humedad correspondiente, se obtienen puntos que definen una línea que generalmente es una recta. La intersección de esta línea con la vertical correspondiente a 25 golpes da el contenido de humedad al que se denomina Límite líquido (LL). (Rodríguez, J., 2011, p. 45).

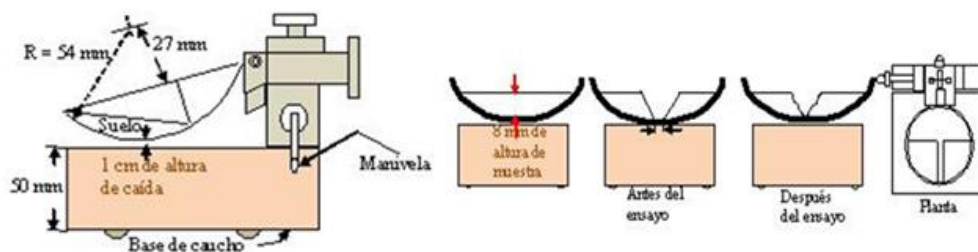


Figura 27. Esquema del procedimiento para la determinación del LL. (Fuente: Martínez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)

Determinación del Límite Plástico (LP)

El límite plástico se determina moldeando un poco de suelo plástico (20 gr aproximadamente), haciendo rodar con la mano sobre una placa de vidrio en cilindros o rollitos de 3 mm (velocidad de 80 a 90 movimientos por minuto), dichos cilindros de suelo que se forman y doblan rodando de nuevo; se pierde con ello cierta humedad. Esta operación debe repetirse hasta que los cilindros no puedan rodarse sin antes desmoronarse, en este momento el diámetro debe ser aproximadamente de 3 mm. Entonces se determina el contenido de humedad pesando los cilindros de suelo, secándolos en un horno y volviéndolos a pesar. Se admite que este contenido de agua representa el Límite Plástico (LP) del suelo ensayado. (Rodríguez, J., 2011, p. 45).

Determinación del Índice plástico (IP).

El índice plástico queda determinado por la diferencia entre el Límite líquido y el Límite plástico:

$$IP = LL - LP \dots\dots\dots (26)$$

Ecuación de la curva de fluidez O índice de fluencia (IF)

Es la pendiente de la línea que queda definida al unir los puntos de coordenadas $w\%$ vs NG , y queda definida mediante la siguiente ecuación:

$$IF = \frac{\Delta\omega}{\Delta NG} = \frac{\omega_1 - \omega_2}{\log N_1 - \log N_2}$$

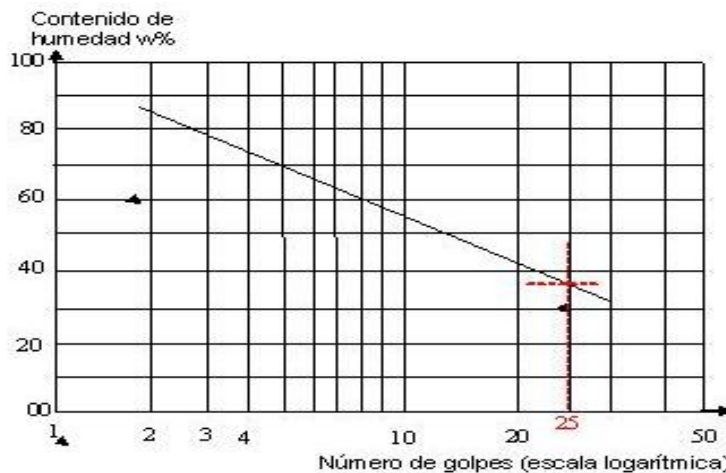


Figura 28. Esquema de un diagrama de la curva de fluidez. (Fuente: Martinez, E. Guía de Mecánica de Suelos I, 2014)

$$LL = \omega_{LL} = IF \log NG + C$$

Dónde: **C**: Constante que representa la ordenada de la abscisa de 1 golpe, ω : Contenido de humedad, como porcentaje del peso seco; **IF**: índice de fluidez pendiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica; **NG**: número de golpes en la copa de Casagrande

Índice de tenacidad (IT)

La tenacidad queda definida por el valor del esfuerzo cortante capaz de resistir el suelo en el límite plástico.

$$IT = \frac{IP}{IF}$$

Índice de consistencia (Kw)

A partir de los valores de los límites, líquido y plástico. Así como de su contenido de humedad natural se puede determinar el grado de consistencia, e indica la consistencia del suelo en estado natural. Este valor es de gran importancia para las arcillas en el mismo orden que la densidad relativa en suelos arenosos. (Rodríguez, J., 2011, p. 45).

$$K_w = \frac{LL - \omega_{nat.}}{LL - LP} \times 100$$

Dónde: LL: Límite líquido; ω_n : Contenido de humedad natural; LP: Límite plástico

Sí el contenido de humedad en estado natural es igual al límite plástico, entonces el Índice de consistencia será igual al 100%. Las arcillas pueden presentar la siguiente variación de su consistencia:

$K_w < 0$ Consistencia líquida

$0 < K_w < 0.50$ Consistencia viscosa

$0.5 < K_w < 0.75$ Consistencia suave

$0.75 < K_w < 1$ Consistencia plástica (semirígida)

$K_w > 1$ Consistencia media dura, dura sólida.

Índice de fluidez o índice de liquidez (IL)

$$IL = \frac{\omega - LP}{IP}$$

Cuando: $w = LP$. Entonces $IL = 0\%$

Cuando: $w = LL$. Entonces $IL = 100\%$

Relación entre el límite líquido (LL) e índice plástico (IP).

Como base para la clasificación de suelos cohesivos se utiliza un diagrama que muestra la relación en el LL de un suelo en la abscisa y su IP en la ordenada:

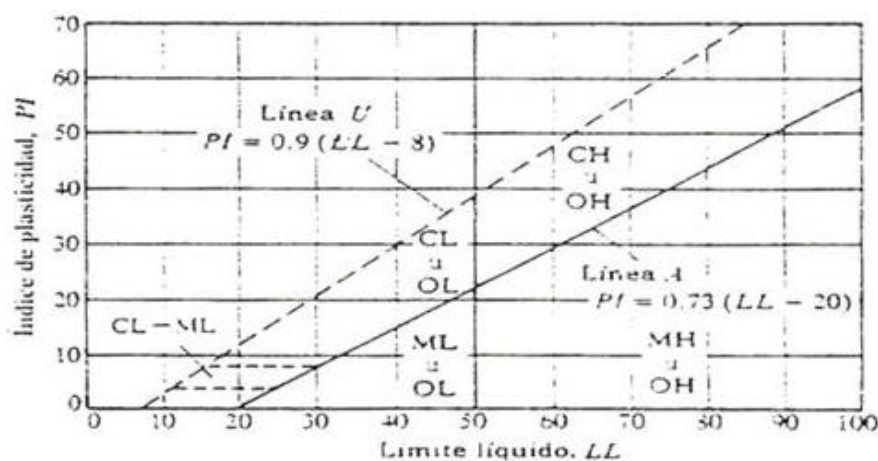


Figura 29. Relación entre el límite líquido e índice plástico. (Fuente: Rodríguez, J., 2011).

Dónde: CH:

Arcilla inorgánica de alta plasticidad; CL:

Arcilla inorgánica de baja plasticidad; OH: Arcilla orgánica de alta plasticidad; OL:

Arcilla orgánica de baja plasticidad; MH: Limo inorgánico de alta plasticidad; ML: Limo inorgánico de baja plasticidad; OL: Limo inorgánico de baja plasticidad; OH: Limo inorgánico de alta plasticidad.

La plasticidad:

La plasticidad de un suelo se atribuye a la deformación de la capa de agua adsorbida alrededor de los minerales; desplazándose como sustancia viscosa a lo largo de la superficie mineral, controlada por la atracción iónica. La plasticidad en las arcillas, por su forma aplanada (lentejas) y pequeño tamaño, es alta. La plasticidad del suelo, depende del contenido de arcilla. Skempton (1953), expresó esta relación matemáticamente con la actividad de la arcilla (A), según la ecuación:

$$A = \frac{IP}{\% \text{ arcilla}}$$

Dónde: IP: Índice Plástico; % de arcilla % en peso W_s de partículas $< 2\mu$

La actividad de la montmorilolnita es alta. $A = 7,20$

La actividad de la illita es media. $A = 0,90$

La actividad de la caolinita es baja. $A = 0.38$

Resistencia al esfuerzo cortante (τ):

El límite líquido proporciona una medida de la resistencia al corte que posee un suelo mezclado con agua. Se puede decir que mide la verdadera cohesión potencial de un material y que además depende de la superficie total de sus áreas de contacto, es decir de la finura y forma de sus granos, cuanto más pequeños y más aplanados son los granos de una arcilla, mayor es el área total de contacto entre los granos, por lo tanto mayor será la cantidad de agua necesaria para revestirlos, como consecuencia el Límite líquido será más alto. (Rodríguez, J., 2011, p. 47)

El límite plástico está afectado por el contenido orgánico, que eleva su valor sin elevar simultáneamente el LL, en consecuencia los suelos con contenido orgánico tienen bajos índices de plasticidad y límites líquidos relativamente altos.

- Resistencia al esfuerzo cortante (τ), en el límite plástico:

$$\tau = \text{Anti log} \left(\frac{IP + \log 25}{IF} \right) \text{ gr/cm}^2$$

Resistencia al esfuerzo cortante (τ), para cualquier contenido de humedad:

$$\tau = \text{Antilog} \left(\frac{LL - \omega_n}{IF} + \log 25 \right) \text{ gr/cm}^2$$

Resistencia al esfuerzo cortante (τ), en el límite líquido:

$$\tau = \text{Antilog} \left(\frac{LL - \omega_n}{IF} + \log 25 \right) = 25 \text{ gr/cm}^2$$

Determinación del límite de contracción (LC)

El Límite de Contracción es medido siguiendo la variación del volumen de una muestra de suelo en función de su humedad, cuando la humedad disminuye el volumen de la muestra permanece constante, luego el límite de contracción, es la humedad a partir de la cual el volumen de la muestra deja de disminuir, cuando el contenido de humedad decrece. **(Rodríguez, J., 2011, p. 47).**

2.5.2.1.8. Clasificación de suelos

Generalidades

Resolver un problema de geotecnia supone conocer y determinar las propiedades del suelo; por ejemplo **(Pérez, M., 2014, p. 35):**

Para determinar la velocidad de circulación de un acuífero, se mide la permeabilidad del suelo, se utiliza la red de flujo y la ley de Darcy.

Para calcular los asentamientos de un edificio, se mide la compresibilidad del suelo, valor que se utiliza en las ecuaciones basadas en la teoría de la consolidación de Terzaghi.

Para calcular la estabilidad de un talud, se mide la resistencia al corte del suelo y este valor se lleva a expresiones de equilibrio estático.

En otros problemas, como pavimentos, no se dispone de expresiones racionales para llegar a soluciones cuantificadas. Por esta razón, se requiere una taxonomía de los suelos, en función de su comportamiento, y eso es lo que se denomina clasificación de suelos, desde la óptica geotécnica. **(Pérez, M., 2014, p. 35).**

Agrupar suelos por la semejanza en los comportamientos, correlacionar propiedades con los grupos de un sistema de clasificación, aunque sea un proceso empírico, permite resolver multitud de problemas sencillos. Eso ofrece la caracterización del suelo por la granulometría

y la plasticidad. Sin embargo, el ingeniero debe ser precavido al utilizar esta valiosa ayuda, ya que soluciones a problemas de flujos, asentamientos o estabilidad, soportado sólo en la clasificación, puede llevar a resultados desastrosos. **(Pérez, M., 2014, p. 35).**

Las relaciones de fases constituyen una base esencial de la Mecánica de Suelos. El grado de compacidad relativa de una arena es seguro indicador del comportamiento de ese suelo. La curva granulométrica y los Límites de Atterberg, de gran utilidad, implican la alteración del suelo y los resultados no revelan el comportamiento del suelo in situ.

De hecho una de las más importantes funciones de un sistema sería proporcionar la máxima información normativa, a partir de la cual el técnico sepa en qué dirección profundizar su investigación. **(Pérez, M., 2014, p. 35):**

3.5.2.1.8.1 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Está basado en la identificación de los suelos según sus calidades estructurales, la plasticidad y la agrupación con relación a su comportamiento como materiales de construcción.

Para la clasificación se toma en cuenta lo siguiente:

Porcentaje de la fracción que pasa el tamiz N° 200

Forma de la curva de distribución granulométrica

Características de plasticidad y compresibilidad.

Los suelos se separan en tres grupos.

Suelos de grano grueso

Suelos de grano fino

Suelos altamente orgánicos

Los suelos de grano grueso:

Se dividen en **gravas (G) y arenas (S)**, las gravas contienen un 50% > de la fracción gruesa retenida en el tamiz N° 4 (4.75 mm). Y las arenas son aquellos suelos cuya porción 50% > pasa el tamiz N° 4. Tanto las gravas (G) como las arenas (S) se dividen en cuatro grupos secundarios:

GW, SW : Limpio de finos bien graduado

GP, SP : Limpio de finos mal graduado

GM, SM : Con cantidad apreciable de finos no plásticos

GC, SC : Con cantidad apreciable de finos plásticos.

Los suelos de grano fino:

Los limos (**M**) y las arcillas (**C**), se dividen a su vez en dos grupos secundarios basados en el hecho de que el suelo tiene un LL relativamente bajo (L = Low), o alto (H = High)

En la Carta de Plasticidad, estos suelos tienen un límite líquido y un índice plástico que resultan puntos por debajo de la línea “A”.

Los suelos altamente orgánicos:

Son usualmente muy comprensibles y tienen características inadecuadas para la construcción.

Se clasifican dentro del grupo designado por el símbolo Pt: turba, el humus y los suelos de pantanos son ejemplos típicos de este grupo de suelos. (Pérez, M., 2014, p. 35).

3.5.2.1.8.2 Criterios para la clasificación “SUCS” según resultados obtenidos por medio de ensayos de laboratorio

Suelos de grano grueso (más del 50% será retenido por la malla N° 200)

1. Distinción entre grava y arena (G, S)

> 50% retenido por la malla N° 4 (4.75 mm), el suelo será G

< 50% retenido por la malla N° 4 (4.75 mm), el suelo será S.

2. Material que pasa por la malla N° 200 (0.075 mm)

< 5% gravas o arenas limpios bien ó mal graduados: GW, GP o SW, SP.

> 12% gravas ó arenas con finos GM, GC, ó SM, SC.

Entre 5 y 12% simbología doble.

3. Determinación de la graduación para suelos de grano grueso con pocos finos (menor del 12% que pase la malla N° 200).

a.- Coeficiente de uniformidad.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 3 \text{ el suelo será : GW, SW}$$

b.- Coeficiente de gradación

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}} : \text{Si } 1 < C_c < 3 \text{ el suelo será: GW, SW}$$

Dónde: C_c es el coeficiente de graduación, D_{60} es el porcentaje que pasa la malla correspondiente, D_{10} es el diámetro efectivo, D_{30} es el porcentaje que pasa la malla correspondiente.

Se tiene que cumplir las dos afirmaciones, entonces el suelo será: GW, SW; caso contrario el suelo será: GP, SP.

4. Suelos de grano grueso con finos (GM, GC, ó SM, SC)

Se toma en cuenta los límites:

a.- Para GM Y SM (Suelos limosos)

Los límites deben encontrarse bajo la línea “A” o el IP debe ser menor de 4

b.- Para GC y SC (mezclas bien graduadas con arcilla):

Los límites deben encontrarse sobre la línea “A” o el IP debe ser mayor de 7

Suelos de grano fino:

Esta clasificación está basada sólo en los límites de Atterberg para la fracción que pasa la malla N°40, y se obtiene a partir de la llamada Carta de Plasticidad.

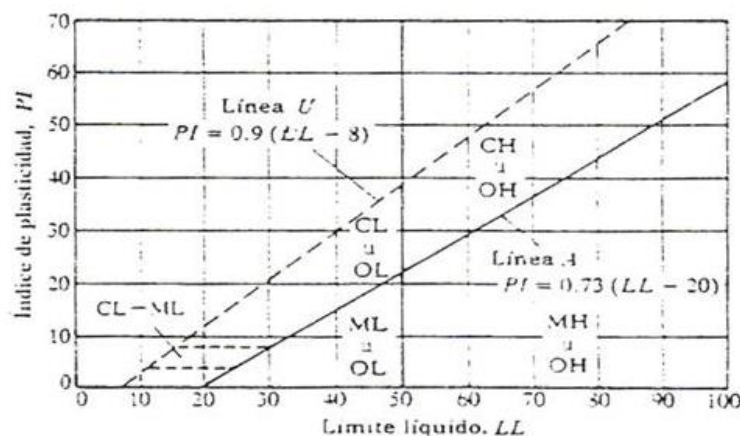


Figura 30. Carta de Plasticidad. (Fuente: Pérez, M., 2014).

Detalle de clasificación en la zona de $LL < 30$ y el $IP < 10$

Dónde:

- CH: Arcilla inorgánica de alta plasticidad
- CL: Arcilla inorgánica de baja plasticidad
- OH: Arcilla orgánica de alta plasticidad
- OL: Arcilla orgánica de baja plasticidad
- MH: Limo inorgánico de alta plasticidad
- ML: Limo inorgánico de baja plasticidad
- OL: Limo inorgánico de baja plasticidad
- OH: Limo inorgánico de alta plasticidad

1. Grupo CL y CH (constituido por arcilla inorgánica).

a.- El grupo CL comprende a la zona sobre la línea “A”

$LL < 50 \%$ y $IP > 7 \%$

b.- El grupo CH comprende a la zona arriba de “A”

$LL < 50 \%$

2. Grupo ML y MH (limos inorgánicos).

a.- El grupo ML comprende a la zona bajo la línea “A” con

$IP < 4 \%$

b.- El grupo MH, corresponde a la zona debajo de la línea “A”

$LL > 50 \%$

Los suelos finos que caen sobre la línea “A” con $4\% < I$ y $< 7\%$, se consideran como casos de frontera asignándoles el símbolo CL – ML.

3. Grupo OL y OH (Suelos orgánicos):

Las zonas correspondientes son las mismas que los de los grupos ML y MH. Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el LL. De una arcilla crezca sin apreciable cambio de su IP. (Pérez, M., 2014, p. 35).

4. Grupos Pt:

El límite líquido de estos grupos suele estar entre el 300 y 500 %, quedando su posición en la carta de plasticidad netamente debajo de la línea “A”.

3.5.2.1.8.3 Sistema de Clasificación (AASHTO): American Association of State Highway Officiales), (Asociación Americana de Agencias Oficiales de Carreteras Y Transportes).

Se distingue entre 7 grupos básicos: El mejor suelo para sub rasante de carreteras viene clasificado como A - 1, le sigue en calidad el A – 2, siendo el A – 7 de peor calidad. Los siete grupos básicos se han dividido en sub grupos con un Índice de Grupo (IG), con el fin de aproximar dentro de las valorizaciones del grupo, los índices de grupo van de cero (0) para la mejor subrasante a 20 para pésimas. Los incrementos de valor de los índices de grupo reflejan una reducción en la capacidad para soportar cargas, por el efecto combinado del LL e IP y disminución en el % de material grueso. (Pérez, M., 2014, p. 35):

El IG se lo obtiene mediante el uso de una fórmula para índice de grupo basado en la granulometría y los límites (LL e IP) del suelo.

$$IG = (F_{200} - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F_{200} - 15)(IP - 10)$$

Dónde: F_{200} : Porcentaje que pasa la malla N° 200 expresado en entero positivo

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

Dónde: $a = F_{200} - 35$ $b = F_{200} - 15$ $c = LL - 40$ $d = IP - 10$

a = Porción de porcentaje que pasa el tamiz N° 200 mayor del 35% expresada como número entero positivo (1 – 40).

b = Porción de porcentaje que pasa el tamiz N° 200 mayor del 15% expresada como número entero positivo (1 – 40).

c = Porción numérica del límite líquido mayor de 40 y que no exceda de 30 número entero (1 a 20)

d = Porción numérica del IP mayor de 10 y que no exceda de 30 número entero (1 a 20)

El índice de grupo se expresa en un paréntesis después del número del grupo por ejemplo.

A – 6 (7). La clasificación de las subrasantes en términos del **IG** es la siguiente:

Excelente.....A – I (0) Buena.....IG de 0 a 1

Regular.... IG de 2 a 4 Mala.....IG de 5 a 9

Muy mala....IG de 10 a 20 a +

Suelos A – 1.- Son mezcla bien graduadas de gruesos a finos con aglutinantes no plásticos o de plasticidad débil. Estos suelos tienen una gran estabilidad a la carga, sin afectar las condiciones de humedad, se comportan satisfactoriamente como bases de superficie bituminosas de desgaste delgadas. Los suelos clasificados en este grupo son materiales adecuados o que pueden hacerse adecuados para capas granulares de base. **(Pérez, M., 2014, p. 35).**

Suelos A – 2.- Están constituidos de material fino y grueso mezclados con aglutinantes, pero son inferiores a los suelos A – 1 debido a su mala graduación, a su aglutinante inferior o ambas cosas. En la superficie de la carretera pueden presentar una gran estabilidad cuando estén secos, según la cantidad y características del aglutinante, pueden reblandecerse, cuando se humedecen o volverse sueltos y polvorientos durante los periodos de sequía. Si se usan como capas de base, los tipos plásticos pueden perder estabilidad, debido a la saturación por capilaridad o deficiencia de drenaje. **(Pérez, M., 2014, p. 35).**

Los suelos A-2-4 y A-2-5, incluyen aquellos materiales granulares que tienen un suelo aglutinante con características de los suelos A-2-6 y A-2-7 incluyen materiales granulares que tienen un suelo aglutinante con características de los suelos de los grupos: A – 6 y A – 7. **(Pérez, M., 2014, p. 35).**

Suelos A – 3.- Están compuestos por arenas deficientes en aglutinante. Son típicos en este grupo la arena fina de desierto y la arena transportada por el viento (costa peruana) así como las mezclas de depósitos aluviales de arena fina de mala graduación con pequeñas cantidades de arena gruesa, tienen una estabilidad deficiente a la carga de los suelos, excepto cuando están húmedas, las condiciones de humedad las afecta ligeramente; no tienen cambios de volumen y constituyen una sub rasante adecuada para pavimentos de todo tipo, cuando están confinados. Pueden ser compactados por vibración, con rodillo de acero, con rodillos de llantas o cubiertas neumáticas. **(Pérez, M., 2014, p. 35).**

Suelos A-4.- Están compuestas predominantemente por limos con solo moderados cantidades de arcilla pegajosa coloidal. Se encuentran frecuentemente y proporcionan una superficie firme para la circulación cuando están secos, teniendo un escaso abultamiento después de ser cargados. Cuando absorben agua se abultan, perjudicialmente pierden estabilidad. Varían ampliamente en composición textural desde limosos arenosos, barros limosos y arcillosos, son difíciles de compactar ya que el intervalo de humedad para una compactación satisfactoria, es muy pequeña. Los tipos más prácticos se dilatan con los aumentos del contenido de humedad, especialmente cuando se han compactado a un contenido de humedad inferior al óptimo. Las superficies bituminosas requieren bases sustanciales cuando se colocan sobre sub rasantes de los de este grupo. **(Pérez, M., 2014, p. 35).**

Suelos A –5.- Son similares a los A – 4, con excepción de que incluyen suelos de graduación muy mala. Estos suelos se presentan raramente, son susceptibles al abultamiento cuando se retira la carga aunque estén secos. Las propiedades plásticas dificultan la conveniente compactación, las bases de tipo flexible colocadas durante la construcción y no son aceptables como sub rasantes para capas delgadas de capa flexible estabilizada, ni para superficies bituminosas. Están sujetas a la acción de la congelación, se ha observado que los pavimentos colocados sobre sub rasantes de este tipo de suelo se agrietan excesivamente. **(Pérez, M., 2014, p. 35).**

Suelos A –6.- Se componen predominantemente de arcilla con contenidos moderados de materiales gruesos. En los estados de plasticidad blanda o rígida solo absorben agua adicional cuando se les manipula, tienen una buena aptitud portante cuando está compactado a la densidad máxima, pero bajan su capacidad portante cuando absorben humedad, presentan índices de plasticidad altos, por encima de 18 de esos suelos indican

una naturaleza cohesiva del material aglutinante (arcilla) y solamente serán adecuados para rellenos y sub rasantes cuando se colocan y mantienen bajo contenido de humedad. Mientras, que el flujo de agua por gravitación es muy pequeño, la acción capilar que ocasiona que el agua se mueva de las porciones húmedas a las más secas es muy grande y se pueden desarrollar por este motivo grandes fuerzas expansivas. Serán inadecuadas para sub-base bajo capas delgadas flexibles o capas superficiales bituminosas a causa de los grandes cambios de volumen que motivan las variaciones de humedad y la pérdida de poder portante después de la aducción de agua. **(Pérez, M., 2014, p. 35).**

Suelos A -7.- Están compuestos predominantemente de arcilla como los suelos A – 6, pero debido a las partículas de limo de tamaño uniforme, a la materia orgánica, escamas de única, o carbonato de cal, son elásticos. Un determinado contenido de humedad se deforma y abultan apreciablemente cuando se retira la carga. También presentan las características dadas para los suelos A-6 en el párrafo anterior. Son difíciles de compactar convenientemente lo que hace que sean especialmente inadecuados para pavimentos flexibles.

Los suelos A-7-5.- Comprenden los suelos A -7 con índice de plasticidad moderado, en relación al LL y pueden ser altamente elásticos, así como estar sujetos a considerables cambios de volumen.

Los suelos A-7-6.- Comprenden suelos con índice de plasticidad muy alto con relación al LL y estar sujetos a cambios de volumen extremadamente altos. **(Pérez, M., 2014, p. 35).**

Turba y Escombros.- Son aquellos compuestos de turba y escombros muy blandos, contienen grandes cantidades de material orgánico y no deben ser usados en ningún tipo de construcción. **(Pérez, M., 2014, p. 35).**

2.5.2.2.Cimentaciones superficiales

Cimentaciones superficiales: Una cimentación superficial es un elemento estructural cuya sección transversal es de dimensiones grandes con respecto a la altura y cuya función es trasladar las cargas de una edificación a profundidades relativamente cortas, menores de 4 m aproximadamente con respecto al nivel de la superficie natural de un terreno o de un sótano. En una cimentación superficial la reacción del suelo equilibra la fuerza transmitida por la estructura. Esta reacción de fuerzas, que no tiene un patrón determinado de distribución, se realiza en la interface entre el suelo y la sección transversal de la

cimentación que está en contacto con él. Las cimentaciones superficiales, cuyos sistemas constructivos generalmente no presentan mayores dificultades pueden ser de varios tipos, según su función: zapata aislada, zapata combinada, zapata corrida o losa de cimentación. En una estructura, una zapata aislada, que puede ser concéntrica, medianera o esquinera se caracteriza por soportar y trasladar al suelo la carga de un apoyo individual. **(Rodríguez, J., 2011, p. 45).**

2.5.2.3.Capacidad Portante

Es la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Por tanto la capacidad portante admisible debe estar basada en uno de los siguientes criterios funcionales **(Pérez, M, 2014, p.49).**

Si la función del terreno de cimentación es soportar una determinada tensión independientemente de la deformación, la capacidad portante se denominará carga de hundimiento.

Si lo que se busca es un equilibrio entre la tensión aplicada al terreno y la deformación sufrida por éste, deberá calcularse la capacidad portante a partir de criterios de asiento admisible.

Pérez, M. (2014) nos menciona que la forma de evaluar la capacidad portante es mediante: Propiedades Físicas:

Con los siguientes indicadores:

Densidad:

Una de esas propiedades es el estado o grado de compactación, que se expresa generalmente en términos de densidad relativa, o razón (como porcentaje) de la diferencia entre la densidad del suelo natural en seco y su densidad en seco mínima, dividida entre la diferencia que hay en sus densidades máximas y mínima en seco.

Comprensibilidad:

Esta propiedad define las características de esfuerzo-deformación del suelo. La aplicación de esfuerzos agregados a una masa de suelo origina cambios de volumen y desplazamientos.

Permeabilidad:

Es la capacidad de una masa de suelo o terreno de permitir el flujo de líquidos a través de un gradiente hidráulico. En el diseño de cimentaciones, por lo general lo único que es

necesario saber es la permeabilidad en condiciones de saturación. Las permeabilidades de casi todos los tipos de suelo son muy variables y dependen en gran medida de variaciones relativamente pequeñas de la masa edafológica.

Cohesión:

Es la máxima resistencia del suelo a la tensión. Resulta de la compleja interacción de muchos factores, como la adherencia coloidal de la superficie de las partículas, la tensión capilar de las películas de agua, la atracción electrostática de las superficies cargadas, las condiciones de drenaje y el historial de esfuerzos. Sólo existe verdaderamente cohesión en el caso de arcillas que tienen contacto de canto con cara entre sus partículas.

2.5.2.3.1. Capacidad de Carga de Karl Terzagui

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficial. De acuerdo con esta, una cimentación es superficial si la profundidad, $D_f \leq B$ (figura N° 26), sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con $D_f = 3$ o 4 veces el ancho de la cimentación puede ser definido como “cimentación superficial”, (D_f : profundidad de cimentación y B : ancho de cimentación). Terzaghi sugirió para una cimentación corrida ($B/L \rightarrow 0$), la superficie de falla en el suelo bajo carga ultima puede suponerse similar a la mostrada en la (figura N° 26). El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazando por una sobrecarga equivalente efectiva $q = \gamma D_f$ (donde γ =peso específico del suelo), (Braja, M., 2001, p.156).

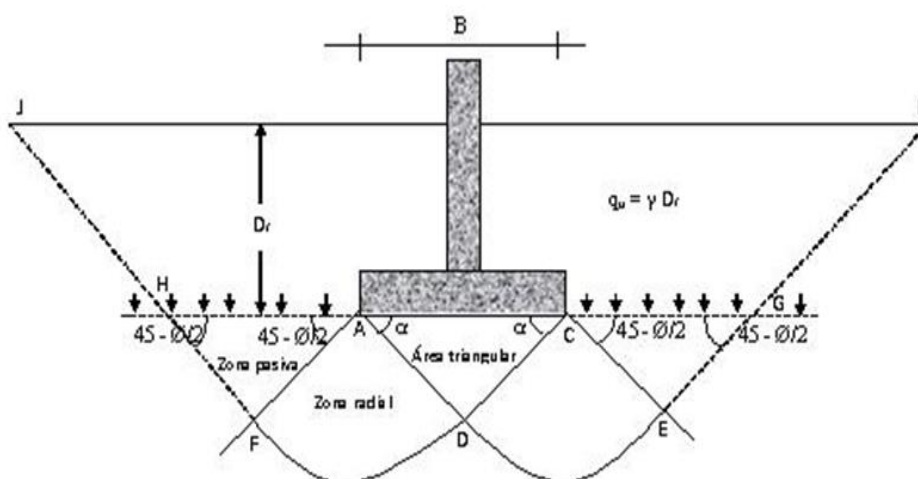


Figura 31. Esquema de falla por capacidad de carga bajo una cimentación corrida. (Fuente: Martínez, E., Guía de Mecánica de Suelos II, 2010)

La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en tres partes

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

Se supone que los ángulos CAD Y ACD son iguales al Angulo de fricción del suelo ϕ , note que con el remplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equiválente (q), la resistencia del corte del suelo a lo largo de la superficie de falla GI y HJ fue despreciada.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga última para los casos siguientes **(Martínez, E., 2010, p.80).**

2.5.2.3.1.1.Caso de falla general

a. Para cimentación corrida

$$q_u = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots (27)$$

Donde:

c =cohesion del suelo

γ =peso especifico del suelo

$$q = \gamma D_f$$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo ϕ de fricción de suelo.

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

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{e^{2 \left(\frac{3\pi}{4-\phi} \right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right] = \cot \phi (N_q - 1) \dots \dots \dots (28)$$

$$N_q = \frac{e^{2 \left(\frac{3\pi}{4-\phi} \right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} \dots \dots \dots (29)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{2 \cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi \dots \dots \dots (30)$$

Donde: $K_{p\gamma}$ = coeficiente de empuje pasivo de la tierra

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos por las ecuaciones (28), (29) y (30) se presentan en la tabla N°13.

b. Para cimentación cuadrada

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots (31)$$

c. Para cimentación circular

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots (32)$$

Tabla 14.

Factores de carga para las ecuaciones de Terzaghi.

ϕ	N_c	N_q	N_γ^*	ϕ	N_c	N_q	N_γ^*
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	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				

*Según Kumbhojkar (1993)

Fuente: Braja, M. 2001.

2.5.2.3.1.2. Caso de falla local

a. Para cimentación corrida

$$q_u = \frac{2}{3} c N'_c + q N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \dots \dots \dots (33)$$

b. Para cimentación cuadrada

$$q_u = 0.867 c N'_c + q N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma \dots \dots \dots (34)$$

c. Para cimentación circular

$$q_u = 0.867 c N'_c + q N'_q + 0.3 \gamma B N'_\gamma \dots \dots \dots (35)$$

Donde:

c : Cohesión del suelo

γ : Es el peso específico del suelo

q : Es la sobre carga ($q = \gamma D_f$)

N'_c, N'_q, N'_γ : Son factores de capacidad de carga modificada. Estos se calculan usando las ecuaciones para el factor de capacidad de carga (para N_c, N_q, N_γ), remplazado ϕ por $\phi' = tg^{-1} \left(\frac{2}{3} tg\phi \right)$. la variación de N'_c, N'_q, N'_γ , con el ángulo ϕ de fricción del suelo se da en la tabla N° 14

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi se modifican para tomar en cuenta los efectos de la forma de cimentación (B/L), profundidad de empotramiento (D_f), e inclinación de la carga

Tabla 15

Factores de Capacidad de Carga Modificados de Terzaghi N'_c, N'_q, N'_γ

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				

Fuente: Braja, M. 2001.

2.5.2.3.1.3. Modificación de las ecuaciones de la capacidad de carga por presencia del nivel freático

Las ecuaciones mencionadas anteriormente se desarrollaron para determinar la capacidad de carga última con base en la hipótesis de que el nivel freático este localizado muy por debajo

de la cimentación, sin embargo, si el nivel freático está cerca de la cimentación será necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga, dependiendo de la localización del nivel freático, (Braja, 2001, p.159).

CASO I: Si el nivel freático se localiza de manera que $0 \leq D_1 \leq D_f$, el factor q en las ecuaciones de la capacidad de carga toma la forma:

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \dots \dots \dots (36)$$

Donde:

γ_{sat} = es el Peso Específico saturado del suelo,

γ_w = es el Peso específico del agua

Además, el valor de γ en el último término de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

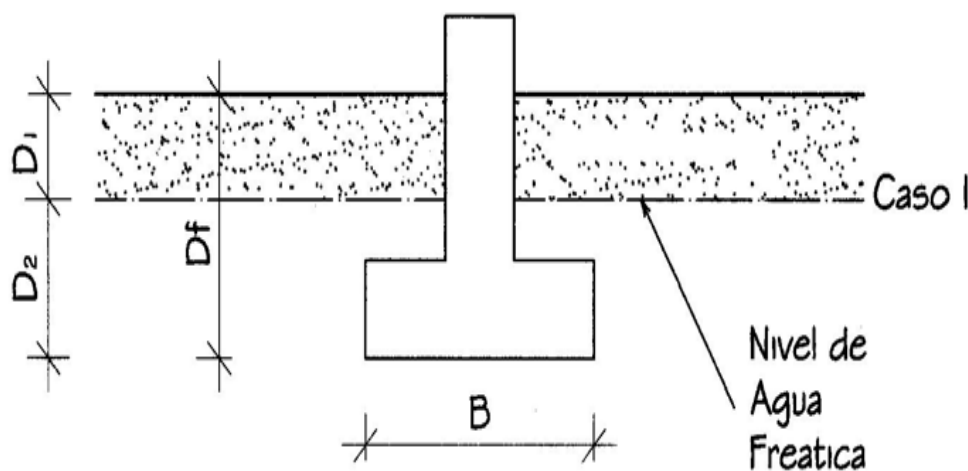


Figura 32. Caso I, capacidad de carga afectada por nivel freático. (Fuente: Das Braja, 2001)

CASO II: Para un nivel freático localizado de manera que $0 \leq d \leq B$

$$q = \gamma D_f \dots \dots \dots (37)$$

El factor γ en el último término de las ecuaciones de la capacidad de apoyo debe reemplazarse por el factor:

$$\gamma = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma') \dots \dots \dots (38)$$

Las anteriores modificaciones, se basan en la hipótesis de que no exista fuerza de filtración en el suelo

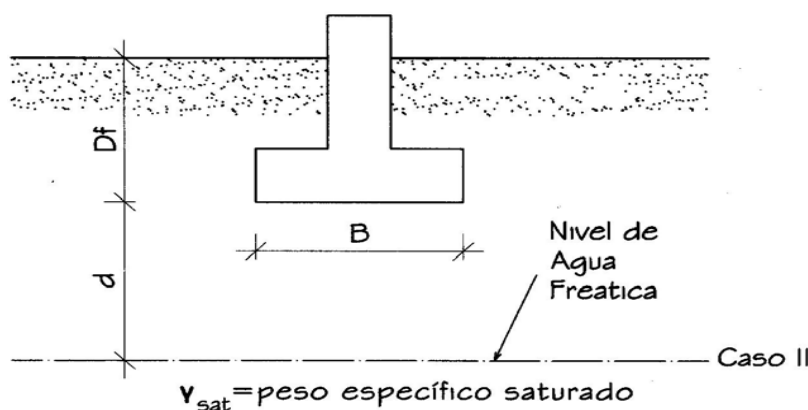


Figura 33. Caso II, capacidad de carga afectada por nivel freático (Fuente: Das Braja, 2001)

CASO III: Para un nivel freático se localiza de manera que el $d \geq B$, el agua no afectará la capacidad de carga última.

a. Capacidad de Carga Admisible

El cálculo de la capacidad de carga bruta admisible de cimentaciones superficiales requiere de aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, (Braja; 2001, p.164).

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \dots \dots \dots (39)$$

2.5.2.3.1.4. Teoría de la Capacidad de carga según Meyerhof

Las ecuaciones de capacidad de carga última presentadas anteriormente, son únicamente para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares. Estas no se aplican al 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 (porción de la superficie de falla denotada como GI y HJ, en la figura N° 30. Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos los factores, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma de ecuación general de capacidad de apoyo, (Braja; 2001, p.166).

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots \dots (40)$$

Donde:

c : Cohesion del suelo

γ : Peso específico del suelo

$q: D_f \times \gamma$: (Esfuerzo efectivo a nivel del fondo de la cimentación)

B : Ancho de la cimentación (diámetro para una cimentación circular)

$F_{cs}F_{cs}F_{cs}$: Factores de forma

$F_{qd}F_{qd}F_{qd}$: Factores de profundidad

$F_{ci}F_{ci}F_{ci}$: Factores por inclinación de carga

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga

a. Factores de capacidad de carga:

Con base en estudios de laboratorio y como sobre capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos según la teoría de Terzaghi parece ahora ser correcta (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo α como se observa en la figura 30, es más cercano a $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$, que a φ , si se acepta el cambio, los valores de N_c, N_q, N_γ para un ángulo de fricción del suelo cambiará también respecto a los proporcionados en la tabla (Nº13), (Braja; 2001, p.166).

Factores de capacidad de carga: Con $\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$

Reissner (1924), presento la siguiente ecuación:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \dots \dots \dots (41)$$

Prandtl (1921), obtuvo la siguiente ecuación:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \dots \dots \dots (42)$$

Coquot, Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron la relación para N_γ según la siguiente ecuación:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \dots \dots \dots (43)$$

La tabla Nº 19 Muestra La variación de los factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna del suelo.

b. Factores de forma:

Beer y Hansen (1970), propusieron las siguientes ecuaciones:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \dots \dots \dots (44)$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi \dots \dots \dots (45)$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \dots \dots \dots (46)$$

Donde L =longitud de cimentación, ($L > B$)

c. Factores de profundidad:

Hansen (1970), propuso los siguientes factores de profundidad:

Condición (a): $\frac{D_f}{B} \leq 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \dots \dots \dots (47)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \operatorname{sen} \varphi)^2 \frac{D_f}{B} \dots \dots \dots (48)$$

$$F_{yd} = 1 \dots \dots \dots (49)$$

Condición (b): $\frac{D_f}{B} > 1$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \dots \dots \dots (50)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \operatorname{sen} \varphi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \dots \dots \dots (51)$$

$$F_{yd} = 1 \dots \dots \dots (52)$$

d. Factores de inclinación:

Meyerhof (1963), Meyerhof y Hanna (1981), han propuesto las siguientes ecuaciones:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^0}{90^0} \right)^2 \dots \dots \dots (53)$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta^0}{\varphi^0} \right)^2 \dots \dots \dots (54)$$

Donde β =inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical

El factor $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$, está en radianes

Tabla 16

Factores de Capacidad de Carga

ϕ	N_c	N_q	N_r	N_q/N_c	$\tan \phi$	ϕ	N_c	N_q	N_r	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

* Según Vesic (1973)

Fuente: Principio de la ingeniería de cimentaciones (Braja M Das).

2.6.Marco Conceptual: Terminología Básica

Cohesión: Unión entre las moléculas del suelo, debida a la fuerza de atracción molecular, característico de los suelos con presencia de arcillas. **(Pérez, M., 2014).**

Estratigráficas: La estratigrafía es la rama de la geología que trata del estudio e interpretación de las rocas sedimentarias estratificadas, y de la identificación, descripción, secuencia, tanto vertical como horizontal; cartografía y correlación de las unidades estratificadas de rocas **(Rodríguez, J., 2011).**

Escarpadas: Que tiene escarpa o gran pendiente: loma escarpada. (Terreno) abrupto, accidentado y áspero al que es difícil acceder: se ha construido una casa en una zona muy escarpada 'escarpado' aparece también en las siguientes entradas: abrupto - curvo - derrumbadero - despeñadero - fraga – risco. **(Rodríguez, J., 2011).**

Meteorización: saturación del aire Estado del aire cuando se halla en equilibrio con el agua pura líquida, en las mismas condiciones de presión y temperatura. Por definición, la humedad relativa del aire saturado es del 100%.

Saturación: Estado de una cosa que ocupa o usa un espacio por completo o se llena en exceso. **(Pérez, M., 2014).**

Subsidencia: En geología e ingeniería describe el movimiento de una superficie en la que la componente vertical del desplazamiento es claramente predominante sobre la horizontal. **(Pérez, M., 2014).**

Reptación: Es un movimiento muy lento que se da en capas superiores de laderas arcillosas, de en torno a 50 centímetros de espesor o menos. Está relacionado con procesos de variación de humedad estacionales en el suelo, ya que el agua favorece este fenómeno actuando como lubricante además del aumento del peso consiguiente. **(Rodríguez, J., 2011).**

Cárcavas: Son surcos que se forman por causa de los taludes. **(Pérez, M., 2014).**

Litología: Es la parte de la geología que estudia a las rocas, especialmente de su tamaño de grano, del tamaño de las partículas y de sus características físicas y químicas. Incluye también su composición, su textura, tipo de transporte así como su composición mineralógica, distribución espacial y material cementante. **(Rodríguez, J., 2011).**

2.7. Marco Histórico

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

A comienzos del siglo XX se intensificaron las investigaciones sobre el tema, y los trabajos de Kloger en Alemania, Boussinesq en Francia y especialmente Karl Terzaghi en Alemania y los Estados Unidos, abrieron nuevos horizontes en la materia, permitiendo su evolución y perfeccionamiento, de modo de permitir una mayor y más amplia utilización de los logros científicos alcanzados. De esta manera, la mecánica de suelos se ha transformado en la herramienta esencial que permite un correcto diseño de las fundaciones de edificios,

puentes, caminos, presas, chimeneas, torres, muros, depósitos, silos, y todo tipo de estructuras resistentes.

En todos los casos, el problema se debe enfocar como la total interacción del suelo, las bases y la estructura, teniendo en cuenta sin embargo que el terreno sobre el cual descansa cada construcción es esencialmente único desde el punto de vista de las condiciones geológicas. Por ello cada fundación debe diseñarse de acuerdo con las características propias de comportamiento de la estructura que soporta, y de las propiedades resistentes del suelo sobre el cual descansa.

La correcta elección del tipo de fundación más apropiado dará como resultado una mayor eficiencia en el comportamiento estructural, en función de las condiciones del subsuelo, del tamaño y forma de la construcción y del tipo y magnitud de las cargas transmitidas. Desde el punto de vista técnico existen siempre varias soluciones para el problema planteado y es aconsejable realizar prediseños de algunas de las posibles fundaciones propuestas, para luego determinar las ventajas y –desventajas obtenidas de la comparación de los resultados, tales como la mayor economía lograda, la sencillez de la ejecución y el tiempo requerido para su finalización.

2.8.Hipótesis a demostrar

El estudio y análisis de la capacidad portante de los suelos de la cc.nn Pucallpa , nos dará resultados fehacientes de que, sí tendrá la magnitud necesaria y suficiente para soportar las cimentaciones superficiales que servirán de sostén para las edificaciones futuras producto del aumento y desarrollo urbano.

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Materiales

3.1.1 Recursos Humanos

Tesistas

Asesor docente de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín.

Técnico de laboratorio de mecánica de suelos.

Jefe de laboratorio de mecánica de suelos.

Obreros 04 (excavación, muestreo y cierre de calicatas).

3.1.2 Recursos Materiales

Plano de ubicación del área de estudio del proyecto.

Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050(suelos y cimentaciones)

Materiales para la obtención de muestras (cajas de madera, bolsas de plástico, paquetes de velas, tela de tocuyo, hilo rafia, cuaderno de apuntes, wincha).

Libros, tesis y artículos científicos de consulta.

3.1.3 Recursos de Equipo

Los equipos utilizados para excavación y obtención de muestras en campo son los siguientes:

Palana.

Zapapico.

Poceadora.

3.1.4 Materiales para los Diversos Ensayos en el Laboratorio

Horno eléctrico (estufa) con control de temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$.

Balanza de precisión.

Recipientes de aluminio.

Juego de tamices de malla cuadrada.

Aparato de límite líquido.

Aparato de límite plástico.

Equipo de ensayo triaxial

Utensilios para manejar los recipientes.

3.1.5 Otros Recursos

Para la elaboración del trabajo de gabinete de la presente investigación se usaron los siguientes equipos:

Calculadora científica.

Computadora de escritorio.

Impresoras.

GPS.

Plotter.

Materiales de escritorio: lapiceros, papel A4, USB, CD-R, etc.

3.2 Metodología

3.2.1. Universo y Muestra

a. Universo:

La cc.nn Pucallpa.

b. Muestra:

Los suelos de la cc.nn Pucallpa.

3.2.2. Sistema de variables

a. Variable Independiente

El suelo.

b. Variable Dependiente

La capacidad portante.

3.2.3. Diseño Experimental de la Investigación

a. Tipo y nivel de investigación

La investigación es una investigación básica, puesto que busca construir una base de conocimientos en cuanto a la capacidad portante y las cimentaciones superficiales.

El nivel de investigación tiene como finalidad describir y estimar parámetros en la capacidad portante y las cimentaciones superficiales, por lo tanto, el nivel de investigación es de nivel descriptivo.

b. Diseño de investigación

El diseño de investigación del presente estudio es No Experimental – Transversal.

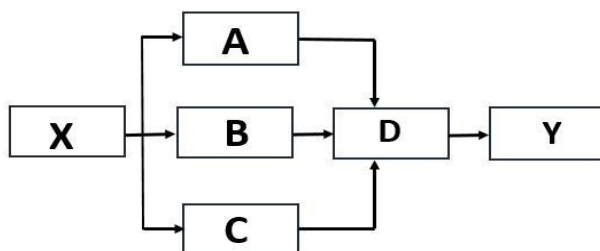


Figura 34. Diseño de la investigación

Donde:

X: situación inicial problematizada que requiere la intervención de estudio.

A: Adquisición, revisión y análisis de información.

B: Aplicación de trabajos de campo para la obtención de las muestras necesarias para realizar el estudio de suelos.

C: Aplicación de estudios de laboratorio para la determinación de los resultados de las muestras en campo.

D: Estudio de la compatibilidad de procesos y alternativas que respaldan la toma de decisión para definir la alternativa de solución.

Y: Resultado de la investigación que representa la validez de la hipótesis obteniéndose resultados de la capacidad portante de los suelos cohesivos.

3.2.4. Diseño de instrumentos

a. Instrumentos bibliográficos

Se usaron libros y revistas del tema en forma general y también de aquellos textos y revistas que tocan el tema en forma puntual.

Municipalidad Distrital de Shanao .

Instituto Nacional de Estadística e Informática –Tarapoto.

SENAMHI.

b. Instrumentos de laboratorio

Se contó con el laboratorio de Mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura para realizar los diversos ensayos como son: contenido de humedad, límite líquido, límite plástico, granulometría y el ensayo triaxial.

c. Técnicas

Excavación de calicatas (exploración de suelos).

Ensayos de laboratorio.

Análisis de datos para el cálculo de la capacidad portante.

3.2.5. Procesamiento de la información

3.2.5.1 Recopilación de información

Para este proyecto fue necesaria la compilación de trabajos previos del área de estudio como proyectos ejecutados, planos de ubicación y topografía para desarrollar una idea general del tipo de suelo de la zona para así tener una base para la orientación, planificación, organización y ejecución de trabajo en campo.

3.2.5.2 Reconocimiento de campo

Para poder identificar los puntos de excavación, se realizó la visita de la zona para el reconocimiento de campo y la recopilación de información básica necesaria para el estudio.

3.2.5.3 Excavación de Calicatas o Pozos de Exploración

Las calicatas permiten la inspección directa del suelo que se desea estudiar y, por lo tanto, es el método de exploración que normalmente entrega la información más confiable y completa. Con la excavación de estas, se puede determinar el perfil estratigráfico del suelo tanto como sus propiedades y la capacidad portante de acuerdo a sus características.

Se distribuyeron 15 calicatas en toda la cc.nn de Pucallpa, con una profundidad de 3.00m de las cuales se extrajeron las muestras alteradas e inalteradas necesarias de acuerdo a las características que se pudieron notar a simple inspección visual de cada una de éstas. La ubicación de las calicatas se presenta en el plano UC-01.

a. Muestra alterada: Se extrajeron 5 kg de cada tipo de suelo que se encontraron en las calicatas para realizar los respectivos ensayos de clasificación y caracterización de suelos.

b. Espaciamiento y características de las calicatas

El espaciamiento de las calicatas y características de cada una de ellas varían de acuerdo a la topografía, geología y ubicación de los puntos en donde se va a realizar las excavaciones, preferentemente en las zonas en las zonas con extensión urbana.

Las calicatas fueron realizadas según la Norma Técnica ASTM D420, Las cuales son aplicables a todos los estudios de mecánica de suelos (EMS).

El estudio de mecánica de suelos (EMS), nos ha permitido examinar en su estado natural las características de los tipos de suelos que constituyen cada estrato de la zona de estudio haciendo una descripción completa de las mismas. Las técnicas de muestreo se han realizado según la norma ASTM D420. las muestras llevadas al laboratorio de Mecánica de Suelo, fueron las más representativas y en cantidades necesarias.

Para el transporte de las muestras extraídas, bolsas de polietileno y cubos de madera, a los cuales, para su identificación, se les colocó etiquetas con los siguientes datos:

Nombre del proyecto.

Lugar de ubicación.

Fecha de excavación.

Numero de calicata.

Número de estrato.

Tipo de muestra.

Profundidad de la muestra.

3.2.5.4 Ensayos de laboratorio

Para las muestras extraídas en los puntos de investigación y/o muestreo de la fase de investigación de campo, se determinaron sus propiedades físicas y mecánicas mediante la ejecución de los ensayos del laboratorio, estándar y especiales que se indican a continuación:

Ensayos Estándar	Norma Usada
Contenido de Humedad Natural	ASTM D 2216
Límite Líquido y Límite plástico	ASTM D 4318
Análisis Granulométrico por Tamizado	ASTM D 422
Clasificación Unificada de Suelos	ASTM D 2487
Ensayos Especiales	Norma Usada
Ensayo de compresión triaxial no consolidado	ASTM D 2850-95

2.8.1.1.1. Contenido de humedad Norma (ASTM D2216).

Este ensayo tiene por finalidad determinar el contenido de humedad de una muestra de suelo. La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa junto con la cantidad de aire, una de las características más importantes para explicar el comportamiento de este, como los cambios de volumen, cohesión y estabilidad mecánica.

a. Equipos y Materiales

Horno de secado: Horno de secado termostáticamente controlado, capaz de mantener una temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$.

Balanzas: De capacidad conveniente y con las aproximaciones de 0.01g para muestras de menores de 200g, de 0.1g para muestras de más de 200g.

Recipientes: recipientes apropiados fabricados de materia resistente a la corrosión al cambio de peso cuando es sometido a enfriamiento o calentamiento continuo, exposición a materiales de pH variable, y a limpieza.

Utensilios para manipulación de recipientes: Se requiere el uso de guantes, tenazas o sujetador apropiado para mover y manipular los recipientes calientes después que se hayan secado.

Otros utensilios: Se requiere de empleo de cuchillos, espátulas, cucharas, etc.

b. Procedimiento.

Determinar y registrar el peso de un contenedor limpio y seco.

Seleccionar especímenes de ensayo representativos de acuerdo lo indicado anteriormente.

Colocar el espécimen húmedo en el contenedor. Determinar el peso del contenedor y material húmedo usando una balanza seleccionada de acuerdo al peso del espécimen.

Registrar este valor.

Colocar el contenedor con material húmedo en el horno. Secar el material hasta alcanzar una masa constante. Mantener el secado en el horno a $110 \pm 5^\circ\text{C}$ a menos que se especifique otra temperatura. El tiempo requerido para obtener peso constante variará dependiendo del tipo de material, tamaño de espécimen, tipo de horno y capacidad, y otros factores. La influencia de estos factores generalmente puede ser establecida por un buen juicio, y experiencia con los materiales que sean ensayados y los aparatos que sean empleados.

Luego que el material se haya secado a peso constante, se removerá el contenedor del horno. Se permitirá el enfriamiento del material y del contenedor a temperatura ambiente o hasta que el contenedor pueda ser manipulado cómodamente con las manos y la operación del balance no se afecte por corrientes de convección y/o esté siendo calentado. Determinar el peso del contenedor y el material secado al horno usando la misma balanza usada. Registrar este valor.

c. Cálculos.

Los cálculos de contenido de humedad se realizarán para las muestras de las 20 calicatas de acuerdo a los estratos de suelo encontrado. Los cálculos se realizarán de acuerdo a las formulas descritas en el marco teórico

Contenido de humedad en porcentaje (W%)

$$W\% = \frac{W_w}{W_s} \times (100)$$

Peso de agua presente en el suelo (W_w)

$$W_w = W_{wt+wh} - W_{wt+ws}$$

Peso del suelo seco (W_s)

$$W_s = W_{wt} + w_s - W_t$$

Donde:

$W(\%)$: Contenido de humedad

W_t : Peso del tarro

W_w : Contenido del agua

W_h : Peso del suelo húmedo

W_s : Peso del suelo seco

2.8.1.1.2. Límites de consistencia (ASTM D 4318).

3.2.5.4.2.1 Limite líquido.

El límite líquido de un suelo es el contenido de humedad expresado en porcentaje del suelo secado en el horno, cuando éste se halla en el límite entre el estado plástico y el estado líquido. El valor calculado deberá aproximarse al centésimo.

a. Materiales y Equipos

Horno de secado: Horno de secado termostáticamente controlado, capaz de mantener una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$.

Balanzas: Balanza con sensibilidad de 0,01gr.

Recipiente para almacenaje: una vasija de porcelana de 155 mm (4 ½”) de diámetro aproximadamente.

Aparato del límite líquido o de Casagrande: el que consiste en una taza (cuchara) de bronce con una masa de 200 ± 20 gr. montada en un dispositivo de apoyo fijado a una base de caucho, madera o plástico duro.

Ranurador: Herramienta hecha de plástico o un material no corrosible con dimensiones estándar. Sirve para dividir en dos partes las muestras colocadas en la cuchara de Casagrande.

Espátula: para esparcir el suelo dentro de la cuchara de Casagrande con más facilidad.

Recipientes: De material resistente a la corrosión, y cuya masa no cambie con repetidos calentamientos y enfriamientos.

Agua destilada.

Malla tamizador: malla de tamiz # 40.

b. Procedimiento

Secar las muestras a la luz del sol.

Preparar una muestra de unos 250 a 300 gramos de material que pasa la malla # 40.

Colocar la muestra en un recipiente y dejar humedeciendo con agua destilada durante 24 horas.

Colocar una muestra del suelo humedecido previamente mezclado en la cuchara de Casagrande en la zona donde la cuchara descansa en la base.

Esparcir la muestra con ayuda de una espátula dentro de la cuchara de modo que tenga una profundidad de 1cm aproximadamente en su punto más profundo y procurando que quede una superficie horizontalmente.

Colocar el suelo sobrante en un recipiente cubrirlo para que no se seque

Forma una ranura en la muestra de suelo con ayuda del ranurador manteniéndolo perpendicular a la superficie de la cuchara.

Girar la manivela de la cuchara de Casagrande a razón de 2 golpes por segundo hasta que las dos porciones de suelo entren en contacto en la parte inferior de la ranura a lo largo de una distancia de 13mm (1/2").

Retira una porción de suelo aproximadamente 2cm de ancho de la zona en que se cerró la ranura colocar la muestra en una capsula de secado, pesarla y colocarla al horno durante 24 horas, para determinar la humedad.

Repetir el procedimiento hasta obtener puntos que se ubiquen entre los rangos: 10 a 20 golpes, 20 a 30 golpes, 30 a 40 golpes (aproximadamente un punto de cada rango).

Nota: Si se repite el procedimiento un gran número de veces con contenidos de humedad distintos y se obtiene los mismos resultados (número de golpes), clasificar al suelo como NP, es decir no presenta límite líquido y ya no se realizará el ensayo de Límite Plástico.

3.2.5.4.2.2 Límite plástico

Es la determinación en el laboratorio del límite plástico de un suelo y el cálculo del índice de plasticidad (I.P.) si se conoce el límite líquido (L.L.) del mismo suelo. Se denomina

límite plástico (L.P.) a la humedad más baja con la que pueden formarse barritas de suelo de unos 3,2 mm (1/8") de diámetro, rodando dicho suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa (vidrio esmerilado), sin que dichas barritas se desmoronen.

a. Materiales y equipos

Recipientes: hechas de material resistente a la corrosión y al cambio de peso debido al calentamiento respectivo, enfriamiento, exposición a materiales de Ph y variado y a la limpieza.

Balanza: Balanza de precisión de 0,01gr.

Horno de secado: Horno de secado termostáticamente controlado, capaz de mantener una temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$.

Recipiente para almacenaje: una vasija de porcelana de 155mm (4 ½") de diámetro aproximadamente.

Malla tamizador: malla de tamiz # 40.

Agua destilada.

Superficie de rodadura: comúnmente se utiliza un vidrio grueso esmerilado.

b. Procedimiento

Se moldea la mitad de la muestra en forma de elipsoide y, a continuación, se rueda con los dedos de la mano sobre una superficie lisa, con la precisión estrictamente para formar cilindros.

Si antes de llegar el cilindro a un diámetro de unos 3.2 mm (1/8") no se ha desmoronado, se vuelve a hacer un elipsoide y a repetir el proceso, cuantas veces sea necesario, hasta que se desmorone aproximadamente con dicho diámetro.

El desmoronamiento puede manifestarse de modo distinto, en los diversos tipos de suelo.

En suelos muy plásticos, el cilindro queda dividido en trozos de unos 6mm de longitud, mientras que en suelos plásticos los trozos son más pequeños.

La porción así obtenida se coloca en recipientes hasta reunir el peso necesario y luego se determina la humedad.

c. Cálculos

Contenido de humedad: El contenido de humedad se calcula de acuerdo a las fórmulas utilizadas en el contenido de humedad.

Límite líquido: Para hallar el límite líquido graficar los puntos (# de golpes vs humedad) en el formato de acuerdo al formato y trazar una línea recta que se ajuste aproximadamente a ellos. El **LL** es el valor de humedad (multiplicado por 100, sin decimales y sin signo de porcentaje) para la cual la ranura se cierra a los 25 golpes.

Límite plástico: Para hallar el límite plástico hallar un promedio de las humedades (multiplicadas por 100, sin decimales y sin signo de porcentaje).

Índice de plasticidad:

$$IP = LL - LP$$

2.8.1.1.3. Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM D 422)

El objetivo de este análisis es la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de partículas del suelo.

a. Equipos y materiales

Balanzas: una con sensibilidad de 0.01 g para pesar material.

Horno de secado: Horno de secado termostáticamente controlado, capaz de mantener una temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$.

Tamices de malla cuadrada: (N°4), (N°8), (N°10), (N°16), (N°20), (N°30), (N°40), (N°50), (N°60), (N°80), (N°100), (N°200).

Vibrador eléctrico: para realizar el respectivo tamizado.

Envases: que sean adecuados para el manejo y secado de las muestras.

Cepillo y brocha: para limpiar las mallas de los tamices.

b. Procedimiento para análisis granulométrico por lavado sobre el tamiz de 0.074mm (N° 200).

Se tomó 200gr de muestra. Hallamos su humedad y peso seco

Se colocó la muestra a un recipiente apropiado, cubriéndola con agua y se deja en remojo durante 24 horas

Se lavó a continuación la muestra sobre el tamiz de 0.074mm (N° 200) con abundante agua, evitando frotarla contra el tamiz y teniendo mucho cuidado de que no se pierda ninguna partícula de las retenidas en él, y se continua hasta que el agua del lavado salga bien limpia.

Se recogió lo retenido en un recipiente se secó en el horno a una temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$.y se pasa

Se coloca la muestra a los tamices para posteriormente colócale en el vibrador por un tiempo de 10 minutos.

Una vez tamizado por 10 minutos se empieza a separar la muestra retenida en cada tamiz y pésalo posteriormente

c. Cálculos

Se calcula el porcentaje de material que pasa por el tamiz de 0,074 mm (N° 200).

$$\% \text{Pasa N}^{\circ} 200 = \frac{\text{peso total} - \text{peso retenido N}^{\circ} 200}{\text{peso total}} \times 100$$

Se calcula el porcentaje retenido sobre cada tamiz.

$$\% \text{Retenido} = \frac{\text{peso retenido en el tamiz}}{\text{peso total}} \times 100$$

Se calcula el porcentaje más fino. Restando en forma acumulativa de 100% los porcentajes retenidos sobre cada tamiz.

$$\% \text{Pasa} = 100 - \% \text{retenido acumulado}$$

2.8.1.1.4. Ensayo de compresión triaxial no consolidado (ASTM D 2850-95)

Este ensayo nos proporciona datos para la determinación de las propiedades de resistencia no drenadas y relaciones de esfuerzo-deformación de los suelos. Este método de ensayo permite la medición del esfuerzo total aplicado al espécimen.

a. Equipos y materiales

Dispositivo de carga axial: Puede ser un gato de tornillo cuyo dispositivo de carga hidráulica es accionado por un motor eléctrico a través de transmisión por engranaje.

Dispositivo de medición de carga axial: Deberá ser un anillo de carga, una celda de carga electrónica, una cámara de carga hidráulica o cualquier otro dispositivo de medición de carga.

Cámara de compresión triaxial: Consistirá de una placa superior y una placa base separados por un cilindro, el cilindro puede ser construido de cualquier material capaz de soportar la presión aplicada. La placa superior deberá tener una válvula de purga tal que el

aire pueda ser forzado a salir de la cámara, cuando esta se llenada. La placa base deberá tener una entrada a través del cual la presión del fluido es suministrada a la cámara.

Pistón de carga axial: El pistón pasara a través de la parte superior de la cámara.

Dispositivo de control de la presión: El dispositivo puede consistir en un reservorio conectado a la cámara triaxial y llenado parcialmente con el fluido de la cámara, con la parte superior del reservorio conectado a un surtidor de gas comprimido, la presión del gas será controlada por un regulador de presión y es medida por un manómetro.

Tapa y base del espécimen: Para evitar el drenaje del espécimen se utilizará una tapara y base rígida e impermeable. La base y tapa del espécimen deberá estar construido por un material no corrosivo e impermeable, y cada una deberá tener una superficie plana circular de contacto con la muestra y una sección transversal circular.

Indicador de la deformación: Extensómetro u otro dispositivo de medición.

Membrana de jebe: La membrana de jebe utilizada para cubrir el espécimen deberá proveer una protección confiable contra la filtración, el diámetro de la membrana sin estirar deberá ser entre el 90% y el 95% del diámetro del espécimen. El espesor de la membrana no deberá exceder el 1% del diámetro del espécimen. La membrana deberá ser sellada en la base y la tapa del espécimen con anillos de jebe.

Extractor de muestra: Deberá ser capaz de extraer la muestra de suelo del tubo muestreador en la misma dirección del recorrido en la cual esta ingresa al tubo y con un mínimo de alteración de la muestra.

Dispositivo para medir el tamaño del espécimen: Los dispositivos deberán ser capaces de medir la dimensión deseada con la una precisión del 0.1% de su longitud real.

Cronómetro: Dispositivo de medición de tiempo.

Balanzas

Aparatos diversos: Herramientas para tallar y cortar muestras, incluyendo una sierra de alambre, regla de acero, cajas de ingletes y torno de corte vertical, aparatos para preparar especímenes compactados, apartados de remoldeo, vasijas para contenido de humedad, y hojas de datos deberán ser proporcionados como sean requeridos.

b. Procedimiento

Colocar la membrana en el expansor de membrana o, si será enrollada sobre el espécimen, colocarla en la tapa o base. Colocar el espécimen en la base. Colocar la membrana de jebe alrededor del espécimen y séllelo en la tapa y en la base con anillos u otros sellos seguros

en cada extremo. Una cubierta delgada de grasa de silicona sobre las superficies verticales de la tapa o base ayudará en sellar la membrana.

Con el espécimen encerrado por la membrana de jebe, la cual está sellada en la tapa y la base del espécimen y colocado en la cámara, ensamble la cámara triaxial. Ponga en contacto el pistón de carga axial con la tapa del espécimen varias veces hasta permitir un correcto asentamiento y alineamiento del pistón con la tapa. Cuando el pistón es puesto en contacto la última vez, registrar la lectura en el indicador de deformación. Durante este procedimiento, tenga cuidado de no aplicar un esfuerzo axial al espécimen que exceda aproximadamente el 0,5 % de la resistencia a la compresión estimada. Si el peso del pistón es suficiente para aplicar un esfuerzo axial que exceda aproximadamente el 0,5 % de la resistencia a la compresión estimada, asegure al pistón en un lugar por encima de la tapa del espécimen después de verificar el asentamiento y el alineamiento y dejarlo fijo hasta la aplicación de la presión de cámara.

Colocar la cámara en posición en el dispositivo de carga axial. Tenga cuidado de alinear el dispositivo de carga axial y la cámara triaxial para evitar la aplicación de una fuerza lateral al pistón durante el ensayo. Acople el dispositivo de mantenimiento y medición de presión y llene la cámara con el líquido de confinamiento. Ajuste el dispositivo de mantenimiento y medición de presión a la presión de cámara para permitir que la muestra se estabilice bajo la presión de celda antes de la aplicación de la carga axial.

Si el dispositivo de medición se carga axial está ubicado fuera de la cámara triaxial, la presión de la cámara producirá una fuerza hacia arriba sobre el pistón que reaccionará contra el dispositivo de carga axial. En este caso, comience el ensayo con el pistón ligeramente sobre la tapa del espécimen, y antes que el pistón entre en contacto con la tapa del espécimen, siga uno de los siguientes pasos: (1) mida y registre la fricción inicial del pistón y el empuje hacia arriba producido en el pistón por la presión de cámara y luego corrija la medida de la carga axial, o (2) gradúe el dispositivo de medición de la carga axial para compensar la fricción y el empuje. Si el dispositivo de medición de la carga axial está ubicado dentro de la cámara, no será necesario corregir o compensar la fuerza de empuje hacia arriba que actúa en el dispositivo de carga axial o la fricción del pistón. En ambos casos registre la lectura inicial en el indicador de deformación cuando el pistón entre en contacto con la tapa de la muestra.

Aplice la carga axial para producir una deformación axial a una velocidad de aproximadamente 1 % / minuto para materiales plásticos y de 0,3 % / minuto para materiales frágiles que alcancen el máximo esfuerzo desviador en aproximadamente una deformación del 3 al 6 %. A estas velocidades, el tiempo transcurrido para alcanzar el máximo esfuerzo desviador será aproximadamente de 15 a 20 minutos. Continúe la carga hasta una deformación axial del 15 %, salvo que la carga pueda ser detenida cuando el esfuerzo desviador alcance un pico y luego caiga 20 % o la deformación axial haya alcanzado 5 % más que la deformación en la cual el pico del esfuerzo desviador ocurrió.

Registre valores de carga y deformación para lecturas alrededor de 0,1 %; 0,2 %; 0,3 %; 0,4 % y 0,5 % de la deformación; luego en incrementos de alrededor de 0,5 % de deformación hasta el 3 %; y después a cada 1 %. Tome suficientes lecturas para definir la curva de esfuerzo-deformación; por lo tanto, una mayor frecuencia de lecturas puede ser requerida en las primeras etapas del ensayo y cuando se aproxima a la falla.

Después de terminado el ensayo, retire el espécimen de ensayo de la cámara. Determine el contenido de humedad del espécimen.

Antes de colocar la muestra (o parte de ella) en el horno de secado, esboce un dibujo o tome una fotografía del espécimen mostrando el modo de la falla (plano de corte, abultamiento, etc.)

c. Cálculos

Deformación Axial para una carga axial aplicada

$$\varepsilon = \Delta H / H_0$$

Donde:

ΔH = Variación en la altura del espécimen.

H_0 = Altura inicial del espécimen del ensayo menos algún cambio en la longitud antes de la carga.

Área transversal promedio.

$$A = A_0 / (1 - \varepsilon)$$

Donde:

A_0 = Área promedio de la sección transversal inicial de la muestra.

ε = Deformación axial para una carga axial dada (expresada en decimales).

Diferencia de esfuerzos principales.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = P/A$$

Donde:

σ_1 = Esfuerzo principal mayor total = esfuerzo desviador en la falla más la presión de cámara.

σ_3 = Esfuerzo principal menor total = presión de cámara.

P = Medida de la carga axial aplicada.

A = Área promedio correspondiente de la sección transversal.

Corrección por la membrana de jebe.

$$\Delta (\sigma_1 - \sigma_3) = 4Em \, t_m \, \varepsilon_1 / D$$

Donde:

$\Delta (\sigma_1 - \sigma_3)$ = Corrección a ser substraído de la diferencia de los esfuerzos principales medios.

$D = \sqrt{4A/\pi}$ = Diámetro de la muestra

E_m = Modulo de Young para el material de la membrana.

t_m = Espesor de la membrana y

ε_1 = Deformación axial

Módulo de Young

Donde:

E_m = Módulo de Young para material de la membrana.

F = Fuerza aplicada para estirar la membrana.

A_m = dos veces el espesor inicial de la membrana multiplicado por el ancho de la tira de membrana.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Contenido de humedad del suelo

Tabla 17

Resumen de la obtención del contenido de humedad natural.

Calicata muestra	Ubicación del punto de exploración	Humedad natural %
C-01 mii		19.28
C-02 mii		13.20
C-03 mii		11.98
C-04 mii		18.26
C-05 mii		14.39
C-06 mii		16.28
C-07 mii		11.55
C-08 mii		12.35
C-09 mii		15.46
C-10 mii		12.60
C-11 mii		19.51
C-12 mii		13.45
C-13 mii		20.44
C-14 mii		12.44
C-15 mii		17.54
C-16 mii		23.44
C-17 mii		11.29
C-18 mii		18.31
C-19 mii		20.36
C-20 mii		20.08

Fuente: Elaboración propia.

4.2. Composición del análisis granulométrico

Tabla 18

Resumen de las características granulométricas.

Calicata muestra	Descripción calle	Granulometría			
		Malla #04	Malla #10	Malla #40	Malla #200
C-01 mii		100.00%	99.97%	98.71%	72.78%
C-02 mii		100.00%	99.74%	97.42%	87.02%
C-03 mii		100.00%	99.58%	89.59%	61.35%
C-04 mii		100.00%	99.77%	98.22%	83.39%
C-05 mii		100.00%	99.95%	97.47%	85.16%
C-06 mii		100.00%	99.88%	96.29%	82.61%
C-07 mii		100.00%	99.63%	91.03%	62.18%
C-08 mii		100.00%	99.49%	96.11%	85.36%
C-09 mii		100.00%	99.93%	99.21%	91.38%
C-10 mii		100.00%	99.39%	90.86%	65.85%
C-11 mii		99.74%	99.22%	95.82%	87.49%
C-12 mii		100.00%	98.83%	91.18%	70.43%
C-13 mii		99.83%	98.82%	97.39%	88.82%
C-14 mii		100.00%	99.51%	96.18%	83.20%
C-15 mii		99.39%	97.51%	91.04%	68.07%
C-16 mii		100.00%	99.94%	99.22%	91.54%
C-17 mii		100.00%	99.62%	91.04%	64.30%
C-18 mii		100.00%	99.91%	96.97%	88.92%
C-19 mii		100.00%	99.96%	99.69%	80.29%
C-20 mii		100.00%	99.92%	99.35%	93.53%

Fuente: Elaboración propia.

4.3. Resultados de los límites de consistencia

Tabla 19

Límites de consistencia.

Calicata muestra	Descripción	calle	Propiedades índices		
			L.L. %	L.p. %	I.p. %
C-01 mii			32.65	20.98	11.67
C-02 mii			41.93	23.27	18.66
C-03 mii			33.90	18.19	15.71
C-04 mii			41.25	25.62	15.63
C-05 mii			44.98	26.00	18.98
C-06 mii			42.13	23.62	18.51
C-07 mii			32.78	19.41	13.37
C-08 mii			44.14	25.62	18.52
C-09 mii			54.50	28.57	25.93
C-10 mii			31.84	18.43	13.41
C-11 mii			42.00	25.68	16.32
C-12 mii			32.98	19.25	13.73
C-13 mii			46.00	27.00	19.00
C-14 mii			35.33	19.69	15.64
C-15 mii			35.27	19.48	15.79
C-16 mii			54.66	28.46	26.20
C-17 mii			31.32	19.38	11.94
C-18 mii			52.40	27.10	25.30
C-19 mii			53.69	24.67	29.02
C-20 mii			77.38	39.60	37.78

Fuente: Elaboración propia.

4.4. Clasificación de suelos

Tabla 20

Clasificación del suelo según SUCS y AASHTO.

Calicata muestra	Descripción	calle	Clasif. Sucs	Clasif. Aashto
C-01 mii			Cl	A-6(7)
C-02 mii			Cl	A-7-6(12)
C-03 mii			Cl	A-6(7)
C-04 mii			Cl	A-7-6(11)
C-05 mii			Cl	A-7-6(13)
C-06 mii			Cl	A-7-6(12)
C-07 mii			Cl	A-6(6)
C-08 mii			Cl	A-7-6(12)
C-09 mii			Ch	A-7-6(17)
C-10 mii			Cl	A-6(7)
C-11 mii			Cl	A-7-6(11)
C-12 mii			Cl	A-6(8)
C-13 mii			Cl	A-7-6(11)
C-14 mii			Cl	A-6(10)
C-15 mii			Cl	A-6(9)
C-16 mii			Ch	A-7-6(17)
C-17 mii			Cl	A-6(6)
C-18 mii			Ch	A-7-6(20)
C-19 mii			Ch	A-7-6(20)
C-20 mii			Ch	A-7-6(20)

Fuente: Elaboración propia.

4.5. Ensayo de compresión triaxial no consolidado

Tabla 21

Densidad, ángulo de fricción y cohesión según ensayo triaxial.

Calicata muestra	Descripcion	calle	Ang. Friccion ϕ	Cohesion kg/cm^2	Γ_h gr/cm^3
C-01 mii			19.00	0.21	1.81
C-06 mii			18.00	0.14	1.79
C-07 mii			19.00	0.22	1.84
C-12 mii			18.00	0.20	1.80
C-13 mii			17.00	0.15	1.79
C-16 mii			4.00	0.40	1.80
C-19 mii			8.00	0.38	1.80

Fuente: Elaboración propia.

4.6. Registro de Excavación del suelo

El registro de excavación de los suelos en estudio se detalla en el Anexo III, el perfil estratigráfico indica los cambios en las capas de suelo encontrados en el lugar de estudio.

4.7. Cálculo de la capacidad portante de los suelos cohesivos de la zona urbana del distrito de Rumisapa

Se determinará la capacidad portante de las 7 calicatas en donde se obtuvo el ángulo de fricción y cohesión, aplicando la teoría de Karl Terzaghi, utilizando las siguientes expresiones:

Caso de falla local: Para cimentación cuadrada

$$q_u = 0.867 c N'_c + q N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

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

Donde:

q_u : Capacidad de carga ultima.

q_{adm} : Capacidad de carga admisible.

FS : Factor de seguridad

B : Ancho de cimentación

c : Cohesión del suelo

γ : Peso específico del suelo

q : γD_f

N'_c, N'_q, N'_γ : Factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ϕ de fricción del suelo

Calicata N° 01

Angulo de fricción interna	: $\phi = 19^\circ$
Cohesión	: $c = 0.21 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico del suelo	: $\gamma = 0.00181 \text{ kg/cm}^3$
Nivel freático	: $d = \text{NP}$
Profundidad de la cimentación	: $D_f = 1.50 \text{ m}$
Factores de carga	: $N'_c = 11.36$
(Ver tabla N°14)	: $N'_q = 3.61$
	: $N'_\gamma = 1.03$
Ancho de cimentación	: $B = 1.00 \text{ m}$
Factor de seguridad	: $\text{FS} = 3.00$

Reemplazando en la ecuación:

$$q_u = 0.867 \times 0.21 \times 11.36 + 0.00181 \times 1.5 \times 100 \times 3.61 + 0.4 \times 0.00181 \times 1 \times 100 \times 1.03$$

$$q_u = 3.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{adm}} = \frac{3.12}{3}$$

$$q_{\text{adm}} = 1.04 \text{ kg/cm}^2$$

Calicata N° 06

Angulo de fricción interna	: $\phi = 18^\circ$
Cohesión	: $c = 0.14 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico del suelo	: $\gamma = 0.00179 \text{ kg/cm}^3$
Nivel freático	: $d = \text{NP}$
Profundidad de la cimentación	: $D_f = 1.50 \text{ m}$
Factores de carga	: $N'_c = 10.90$
(Ver tabla N°14)	: $N'_q = 3.36$
	: $N'_\gamma = 0.88$
Ancho de cimentación	: $B = 1.00 \text{ m}$
Factor de seguridad	: $\text{FS} = 3.00$

Reemplazando en la ecuación:

$$q_u = 0.867 \times 0.14 \times 10.90 + 0.00179 \times 1.5 \times 100 \times 3.36 + 0.4 \times 0.00179 \times 1 \times 100 \times 0.88$$

$$q_u = 2.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = \frac{2.29}{3}$$

$$q_{adm} = 0.76 \text{ kg/cm}^2$$

Calicata N° 07

Angulo de fricción interna	: $\phi = 19^\circ$
Cohesión	: $c = 0.22 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico del suelo	: $\gamma = 0.00184 \text{ kg/cm}^3$
Nivel freático	: $d = \text{NP}$
Profundidad de la cimentación	: $D_f = 1.50 \text{ m}$
Factores de carga	: $N'_c = 11.36$
(Ver tabla N°14)	: $N'_q = 3.61$
	: $N'_\gamma = 1.03$
Ancho de cimentación	: $B = 1.00 \text{ m}$
Factor de seguridad	: $\text{FS} = 3.00$

Reemplazando en la ecuación:

$$q_u = 0.867 \times 0.22 \times 11.36 + 0.00184 \times 1.5 \times 100 \times 3.61 + 0.4 \times 0.00184 \times 1 \times 100 \times 1.03$$

$$q_u = 3.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = \frac{3.24}{3}$$

$$q_{adm} = 1.08 \text{ kg/cm}^2$$

Calicata N° 12

Angulo de fricción interna	: $\phi = 18^\circ$
Cohesión	: $c = 0.20 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico del suelo	: $\gamma = 0.00180 \text{ kg/cm}^3$
Nivel freático	: $d = \text{NP}$
Profundidad de la cimentación	: $D_f = 1.50 \text{ m}$
Factores de carga	: $N'_c = 10.90$
(Ver tabla N°14)	: $N'_q = 3.36$
	: $N'_\gamma = 0.88$
Ancho de cimentación	: $B = 1.00 \text{ m}$
Factor de seguridad	: $\text{FS} = 3.00$

Reemplazando en la ecuación:

$$q_u = 0.867 \times 0.20 \times 10.90 + 0.00180 \times 1.5 \times 100 \times 3.36 + 0.4 \times 0.00180 \times 1 \times 100 \times 0.88$$

$$q_u = 2.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = \frac{2.86}{3}$$

$$q_{adm} = 0.95 \text{ kg/cm}^2$$

Calicata N° 13

Angulo de fricción interna	: $\phi = 17^\circ$
Cohesión	: $c = 0.15 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico del suelo	: $\gamma = 0.00179 \text{ kg/cm}^3$
Nivel freático	: $d = \text{NP}$
Profundidad de la cimentación	: $D_f = 1.50\text{m}$
Factores de carga	: $N'_c = 10.47$
(Ver tabla N°14)	: $N'_q = 3.13$
	: $N'_\gamma = 0.76$
Ancho de cimentación	: $B = 1.00\text{m}$
Factor de seguridad	: $\text{FS} = 3.00$

Reemplazando en la ecuación:

$$q_u = 0.867 \times 0.15 \times 10.47 + 0.00179 \times 1.5 \times 100 \times 3.13 + 0.4 \times 0.00179 \times 1 \times 100 \times 0.76$$

$$q_u = 2.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = \frac{2.26}{3}$$

$$q_{adm} = 0.75 \text{ kg/cm}^2$$

4.8. Elaboración del mapa de zonificación del suelo

El plano de zonificación del suelo se encuentra en el:

Anexo IV: (Plano ZS – 01) en el plano se indica las zonas de acuerdo al tipo de suelo (CL y CH)

Anexo IV: (Plano ZCP – 01) en el plano se indica la capacidad admisible la cual se dividió en dos zonas, la Zona N° 1 y la Zona N° 2. La Zona N° 2 indica suelo de capacidad admisible promedio más bajo, caso contrario la Zona N°1 indica un suelo de mayor capacidad portante.

4.9. Análisis de Resultados

4.9.1. Exploración de suelos

Para poder llevar a cabo el estudio se realizó el reconocimiento del terreno para la ubicación de los puntos de exploración, posteriormente se ejecutó la excavación a cielo abierto de las calicatas y la toma de muestras de cada una de ellas. Así mismo es importante indicar que el trabajo de campo, muestreo y estudios de laboratorio se realizaron entre los meses de noviembre y diciembre del 2017.

Para determinar el número de calicatas, el Reglamento Nacional de Edificaciones, capítulo de suelos y cimentaciones, indica que por cada hectárea que se desea habilitar se debe proyectar tres calicatas, teniendo en cuenta que cuenta aproximadamente con 14 hectáreas, se tendría que haberse realizado un total de 50 calicatas, el cual demandaría un costo elevado para el proyecto. Por eso se optó por ubicar 15 calicatas en las intersecciones de las calles de las manzanas existentes dentro del área de estudio.

La profundidad de exploración de las calicatas, se tomó en consideración la aplicación del teorema de Boussinesq y se tuvo que para una profundidad de 3.00, y según la norma E.050 es que de 1.50m para cimentaciones superficiales y considerando una ancho de cimentación en la condición más crítica de 1.00m la carga se disipa en un orden menor al 10%, razón por la cual se realizó la excavación a una profundidad de 3.00m.

Luego de determinar la profundidad y cantidad de puntos de exploración, se excavaron las 15 calicatas, a una profundidad de 3.00m sin encontrar la presencia de nivel freático ni roca que impida excavar la profundidad mencionada.

4.9.2. Ensayos de laboratorio

Los resultados se analizan a continuación:

Contenido de humedad: los resultados varían de 11.29% a 23.44%, lo cual indica que son suelos simiescos sin presencia de nivel freático.

Granulometría: el porcentaje de finos que pasa el tamiz N° 200 varía entre 61.35% y 93.53%.

Límites de consistencia: el límite líquido varía entre 32.32% y 77.38%, para el límite plástico se obtuvieron valores entre 18.19% y 39.60% y por último el índice plástico que es la diferencia de los valores del límite líquido y plástico, varía entre 11.67% y 37.78%.

Clasificación: se clasificaron las muestras mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), como suelos arcillosos inorgánicos de baja y alta plasticidad (CL y CH).

Ensayo Triaxial: se seleccionaron 7 muestras inalteradas de las C-01, C-06, C-07, C-12, C-13, C-16 y C-19 para realizar el ensayo con la finalidad de obtener la densidad, el ángulo de fricción y la cohesión del suelo, obteniendo una cohesión entre 0.14 a 0.40 km/cm² debido a que la cohesión depende de la humedad del suelo, y se tiene que para este caso que el porcentaje (%) de contenido de humedad es alto, es por eso que los suelos arcillosos presentan una alta cohesión. Se obtuvo también un ángulo de fricción entre 4° y 19° esto depende fundamentalmente de la granulometría, forma, tamaño y disposición de las partículas, por ello se tiene que el ángulo de fricción ofrece una mejor resistencia al deslizamiento, debido a que tiene superficies de contacto mayores entre sus partículas.

4.9.3. Capacidad de Carga Admisible

Para el cálculo de la capacidad portante admisible se utilizó la teoría de Terzaghi para el caso de falla local para cimentaciones cuadradas de 1.00 x 1.00, sin presencia de nivel freático. El Reglamento Nacional de Edificaciones en la Norma E.050 recomienda utilizar un factor de seguridad FS=3 para cargas estáticas.

Los resultados obtenidos para cada una de las muestras inalteradas se muestran a continuación:

ZONA I

C-01 = 1.04 kg/cm²

C-07 = 1.08 kg/cm²

De acuerdo a los valores obtenidos los cuales pertenecen a un rango de 1.00 a 1.50 kg/cm²

ZONA II

C-06 = 0.76 kg/cm²

C-12 = 0.95 kg/cm²

C-13 = 0.75 kg/cm²

C-16 = 0.87 kg/cm²

C-19 = 0.98 kg/cm²

De acuerdo a los valores obtenidos los cuales pertenecen a un rango de 0.75 a 1.50 kg/cm²

4.10. Discusión de Resultados

En base a los resultados obtenidos en la investigación de los suelos de la zona urbana del distrito de Rumisapa se puede evaluar lo siguiente:

De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), encontramos que los suelos de la zona I son suelos inorgánicos: arcillas inorgánicas (CL) de baja plasticidad, en la zona II encontramos arcillas inorgánicas de alta plasticidad (CH), comparando estos resultados con los obtenidos por **INDECI** en los estudios “Mapa de Peligros de las Ciudades de Tarapoto, Morales y la Banda de Shilcayo” y “Mapa de Peligros de la Ciudad de Lamas”, nos mencionan que los suelos Tarapoto, Morales, Banda de Shilcayo y la ciudad de Lamas son de tipo CL (arcillas de baja plasticidad) y de suelos arenas arcillosas (SC) por lo cual se puede decir que son suelos parecidos a los que encontramos en la zona urbana del distrito de Rumisapa.

En base a los resultados de capacidad portante obtenidos en ambas zonas (zona I y zona II), teniendo en cuenta el Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E.050, suelos y cimentaciones, capítulo III Análisis de condición de cimentaciones artículo N°17 en el cual nos indica que la presión admisible de un estudio será el menor valor), teniendo en cuenta lo anterior mencionado tomamos el menor valor de las dos zonas de estudio.

Zona I: La capacidad de carga varía entre 1.04 y 1.08 kg/cm²; de acuerdo a lo mencionado líneas arriba consideramos una capacidad de carga de **1.04 kg/cm²**, lo que indica que el suelo es de condición habitable.

Zona II: La capacidad de carga varía entre 0.75 y 0.98 kg/cm²; de acuerdo a lo mencionado líneas arriba consideramos una capacidad de carga de **0.75 kg/cm²**, lo que indica que el suelo es de condición habitable.

4.11. Contrastación de la Hipótesis

Con la exploración de campo se determinó la ubicación de los puntos de muestreo obteniéndose un total de 20 calicatas distribuidas en toda la zona de las cuales se extrajo una muestra alterada e inalterada, recalcando que no se encontró la presencia del nivel freático a una profundidad de 3.00 m.

Se realizaron los ensayos respectivos a las muestras para determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo, así como también el tipo de suelo y sus características. Los resultados obtenidos fueron, un contenido de humedad en promedio de 16.11%. Mediante la clasificación SUCS, se pudieron encontrar dos tipos de suelo que son: arcillas de alta plasticidad (CH) y arcillas de baja plasticidad (CL), teniendo en cuenta estos resultados se tiene que para las arcillas de alta plasticidad se tiene una cohesión que va desde 0.38 – 0.40 kg/cm² y un ángulo de fricción entre 4° - 8°, mientras que para las arcillas de baja plasticidad presentan una cohesión que va desde 0.14 – 0.22 kg/cm² y un ángulo de fricción entre 17° - 19°.

Con los datos obtenidos de los ensayos de laboratorio, se procedió a hacer el cálculo de la capacidad portante con la teoría de Karl Terzaghi, para el caso de una falla local en cimentaciones cuadradas de 1.00 x 1.00 m., de lo cual se obtuvieron los resultados de capacidad de carga que van desde 0.75 – 1.08 kg/cm², valores que corresponden a suelos arcillosos inorgánicos de baja y alta plasticidad.

Con lo mencionado anteriormente se puede afirmar que el estudio y análisis realizado de la capacidad portante de los suelos cohesivos de la zona urbana del distrito de Rumisapa, nos da como resultado la magnitud necesaria y suficiente para soportar las cimentaciones superficiales que servirán de sostén para las edificaciones futuras producto del aumento y desarrollo urbano en esta zona.

CONCLUSIONES

Se determinó la zona de exploración de campo para la investigación, ubicando los puntos a muestrear en las esquinas de las calles de la zona con ayuda del plano urbano del distrito, realizando finalmente 15 calicatas de 3.00 m de profundidad en el área de estudio, sin encontrar la presencia de nivel freático.

De acuerdo a la clasificación de suelos por el método SUCS, en el área de estudio se tienen dos tipos de suelos: arcillas de baja plasticidad (CL) en 15 calicatas, y arcillas de alta plasticidad (CH) en 5 calicatas, con un contenido de humedad promedio de 16.11% considerándose un suelo semiseco.

Se obtuvo la capacidad portante del suelo con la teoría de Karl Terzaghi, para el caso de falla local en cimentaciones cuadradas de 1.00 x 1.00m, dando como resultados valores entre 0.75 – 1.08 kg/cm², por lo cual se distinguieron dos zonas geotécnicas: Zona I y Zona II, la Zona I con una capacidad portante que varía entre 1.00 – 1.50 kg/cm² que incluye las calicatas C-01, C-02, C-03, C-04 y C-07, y la Zona II con una capacidad portante que varía entre 0.75 – 1.00 kg/cm² con las calicatas C-05, C-06, C-08, C-09, C-10, C-11, C-12, C-13, C-14, C-15, Se concluye que los suelos cohesivos de la zona tienen la capacidad portante ideal para la construcción de cimentaciones superficiales.

Con los datos de capacidad portante del área de estudio, se elaboraron los planos que se presentan en los anexos.

RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar una verificación de suelos antes de construir una edificación para obtener la capacidad portante y poder diseñar de una manera adecuada las cimentaciones que soportarán la carga de la estructura.

Se recomienda tomar en cuenta el tipo de edificación a construir, sus cargas estructurales y el uso que se le dará, para poder identificar el tipo de cimentación superficial más adecuado para su construcción.

Se recomienda tomar como referencia los resultados de este trabajo para los pobladores o las autoridades de la Municipalidad Distrital cuando se desee construir una edificación sobre el suelo del área en estudio.

Se recomienda seguir con la investigación de suelos que abarque todos los tipos de suelos de la zona, para poder tener más información que sea de ayuda para los que deseen construir en el área de estudio, y poder hacer un mapa de suelos del distrito.

Se recomienda hacer estudio de un ejemplar de la presente tesis a la Municipalidad Distrital

.

BIBLIOGRAFÍA

- Berrocal, J. (2013), “*Métodos analíticos y numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo*”. (Tesis pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima – Perú. Recopilado de: http://cybertesis.uni.edu.pe/bitstream/uni/1395/1/berrocal_cj.pdf
- Braja, M. (2001). *Principios de ingeniería de cimentaciones* (4ta ed.). International Thomson Editores, S.A.de C.V.
- Carrasco, S. (2015). *Metodología de la investigación científica*. (9na. Reimpresión). Perú: San Marcos E. I. R. L.
- Ccanchi, J. (2014), “*¿Qué relación existe entre el tipo de suelo y el método de cimentación que se debe escoger?*”. Universidad Privada del Norte. Recuperado de: http://www.academia.edu/9619225/T3_METODOLOGIA_FINAL_2114
- Cuellar, V. (2004) “*Comportamiento de cimentaciones superficiales sobre suelos granulares sometidas a solicitaciones dinámicas*”. Universidad de Madrid.
- Egoavil, H. (2012). “*Refuerzo de cimentaciones superficiales con geosintéticos*”. (Tesina). Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica. Madrid – España. Recuperado de: https://geoapuntes.files.wordpress.com/2012/10/tesis_refuerzo-de-cimentaciones-superficiales-con-geosinteticos_hugo-egoavil-perea_final.pdf
- Hansen, B., *A revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, Danish Geotechnical Institute, Bulletin N° 28, Copenhagen,
- Martínez, E. (2014) *Guía de Mecánica de Suelos I*, EPIC, FICA, UNSM-T
- Merino & Ruiz (2015). “*Diseño de cimentaciones superficiales Isostáticas soportadas por programa de simulación computarizado*” (Tesis Pregrado). Universidad Privada Antenor Orrego. Trujillo – Perú. Recuperado de: http://repositorio.upao.edu.pe/bitstream/upaorep/2100/1/RE_ING.CIVIL_LUIS.M

ERINO_GONZALO.RUIZ_CIMENTACIONES.SUPERFICIALES.ISOSTATIC
AS_DATOST046_47110995T.PDF

Meyerhof, A. (1953) *The Bearing Capacity of Foudantions Under Eccentric an Inclined Loads, Proceedings, Thrid International Conference on Soil Mechanics and Foundation*, Zürich, Vol.1, pág. 440-445.

Meyerhof, A. (1965). *Shallow Foundations, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 91, No. SM2.

Pérez, M. (2014). “*Aplicaciones Avanzadas de los materiales compuestos en la obra civil y la edificación*”. (1era ed.). Omniascience.

Prandtl, (1921), *On the penetrating strengths (hardness) of plastic construction materials and the strength of cutting edges*, Zeit.Math. Mech, pág 12-20

Reissner, H. (1924), “*Zum Erddruckproblem (Concerning the earth-pressure problem)*”, Proceedings, First International Congress of Applied Mechanics, Delft, pág. 295-311.

Rodríguez, J. (2011). “*Estructuras de la Edificación: Hormigón estructural*”. (1 ed.). Club Universitario.

Tarqui, E. (2012) “*Zonificación geotécnica para cimentaciones superficiales en la zona urbana del distrito de Mazocruz, el Collao, dpto. De Puno*” (Tesis de Grado). Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann – Tacna. Tacna. Perú. Recuperado de: <http://200.37.105.196:8080/handle/unjbg/91>

Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.

Vesic, A. S., 1973, *Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM1, pág. 45-73.

Linkografía

<https://es.slideshare.net/edumic/densidad-in-situmtodo-del-cono-de-arena>

<http://www.lms.uni.edu.pe/Determinacion%20del%20contenido%20de%20Humedad.pdf>

<http://www.lms.uni.edu.pe/labsuelos/MODOS%20OPERATIVOS/Determinacion%20del%20limite%20liquido.pdf>

<http://www.lms.uni.edu.pe/Determinacion%20del%20limite%20Plastico.pdf>

<http://www.lms.uni.edu.pe/labsuelos/MODOS%20OPERATIVOS/Analisis%20granulometrico%20por%20tamizado.pdf>

http://bvpad.indec.gov.pe/doc/estudios_CS/Region_San_Martin/lamas/lamas_mp.pdf

<http://uningenierocivil.blogspot.pe/2011/03/la-mecanica-de-suelos-introduccion.html>

ANEXOS

ANEXO I:
RESOLUCION N° 409-2017-UNSM/FICA-D-NLU

APROBACION DE PROYECTO DE TESIS

ANEXO II:
RESOLUCION N° 345-2018-UNSM/FICA-D-NLU
CAMBIO DE JURADO CALIFICADOR

ANEXO III:
CONSTANCIA DE EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE
LABORATORIO

ANEXO IV:
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS:
ENSAYOS DE LABORATORIO

ANEXO V:
PANEL FOTOGRÁFICO

ANEXO VI:
PLANOS