



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**



**Zonificación de la capacidad portante del suelo de la localidad de Villa  
Autónoma del distrito de la Banda de Shilcayo – provincia de San  
Martín – región San Martín**

**Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

**Alfonso Basilio Ore Aquino**

**ASESOR:**

**Ing. Jorge Isaacs Rioja Díaz**

**Tarapoto – Perú**

**2019**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - TARAPOTO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**Zonificación de la capacidad portante del suelo de la localidad de Villa  
Autónoma del distrito de la Banda de Shilcayo – provincia de San  
Martín – región San Martín**

**AUTOR:**

**Alfonso Basilio Ore Aquino**

**Sustentada y aprobada el 23 de diciembre del 2019, ante el honorable jurado:**

.....  
**Ing. M.Sc. Enrique Napoleón Martínez Quiroz**

**Presidente**

.....  
**Ing. Ivan Gustavo Reátegui Acedo**

**Secretario**

.....  
**Ing. Santiago Chávez Cachay**

**Vocal**

.....  
**Ing. Jorge Isaacs Rioja Diaz**

**Asesor**

## **Declaratoria de autenticidad**

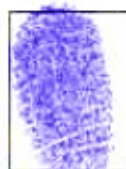
**Alfonso Basilio Ore Aquino**, con DNI N° 71012027, bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, autores de la tesis titulada: **Zonificación de la capacidad portante del suelo de la localidad de Villa Autónoma del distrito de la Banda de Shilcayo – provincia de San Martín – región San Martín**

Declaro bajo juramento que:

1. La tesis presentada es de mi autoría.
2. La redacción fue realizada respetando las citas y referencias de las fuentes bibliográficas consultadas.
3. Toda la información que contiene la tesis no ha sido auto plagiada;
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido alterados ni copiados, por tanto, la información de esta investigación debe considerarse como aporte a la realidad investigada.

Por lo antes mencionado, asumo bajo responsabilidad las consecuencias que deriven de mi accionar, sometiéndome a las leyes de nuestro país y normas vigentes de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 23 de diciembre del 2019.



.....  
**Bach. Alfonso Basilio Ore Aquino**

DNI N° 71012027

## **Declaración Jurada**

**Alfonso Basilio Ore Aquino**, con DNI N° 71012027, domicilio legal en Jr. San Pedro Cdra. 8 – Tarapoto, 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, toda la documentación y todos los datos e información de la presente tesis, que acompaño es verás y auténtica.

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

Tarapoto, 23 de diciembre del 2019.



.....  
**Bach. Alfonso Basilio Ore Aquino**

DNI N° 71012027

**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:	ORE AQUINO ALFONSO BASILIO			
Código de alumno :	103124	Teléfono:	972716874	
Correo electrónico :	alfonso.oreaquino@gmail.com		DNI:	71012027

(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 :	ZONIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE LA LOCALIDAD DE VILLA AUTÓNOMA DEL DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO-PROVINCIA DE SAN MARTÍN - REGION SAN MARTÍN
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 y huella del Autor

## 8. Para ser llenado en el Repositorio Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto de la UNSM - T.

Fecha de recepción del documento.

27, 09, 2021



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - T.  
Repositorio Digital de Ciencia, Tecnología e  
Innovación de Acceso Abierto - UNSM-T.

Ing. M. Sc. Alfredo Ramos Perea  
Responsable

\***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 mi padre **Bacilio Alfonso Oré Ballarta**, por haber sido una gran motivación y un ejemplo en valores y virtudes en vida, a mi madre, **Luz Marina Aquino Guevara**, por ser mi apoyo en cada paso que he dado y a mis hermanos **Zoila, Flor y Jerson**, que son mi familia y mi fortaleza.

**Alfonso Basilio**

## **Agradecimiento**

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. Jorge Isaacs Rioja Diaz. por apoyarme en todo momento.

**Alfonso Basilio**

## Índice

Dedicatoria.....	vi
Agradecimiento .....	vii
Resumen .....	xiii
Abstract.....	xiv
Introduccion.....	1
CAPÍTULO I.....	4
REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	4
1.1. Antecedentes del problema.....	4
1.1.1. Nivel internacional .....	4
1.1.2. Nivel Nacional.....	5
1.1.3. Nivel Local .....	5
1.2. Bases teóricas .....	6
1.2.1. El suelo .....	6
1.2.2. Origen del Suelo .....	6
1.2.3. Composición Mineralógica del Suelo.....	6
1.2.4. Estructura y textura de los suelos .....	7
1.2.4.1. Estructura de los suelos .....	8
1.2.4.2. Textura de los suelos .....	12
1.2.5. Análisis granulométrico del suelo .....	12
1.2.5.1. Distribución del Tamaño de Partículas.....	13
1.2.5.2. Curva de Distribución del Tamaño de Partículas del Suelo. ....	13
1.2.5.3. Parámetros de la Curva del Distribución del Tamaño de Partículas. ....	14
1.2.6. Análisis Mecánico por Tamices de los Suelos .....	14
1.2.7. Límites de consistencia del suelo .....	15
1.2.8. Índices obtenidos a partir de los límites de consistencia .....	18
1.2.8.1. Índice de plasticidad .....	18
1.2.8.2. Índice de contracción.....	19
1.2.8.3. Índice de Liquidez .....	20
1.2.8.4. Índice de consistencia relativa.....	21
1.2.9. Clasificación de los suelos.....	22
1.2.9.1. Sistema Unificado de clasificación de Suelos (SUCS) .....	22

1.2.9.2. Clasificación AASHTO (ASTM D-3282).....	27
1.2.10. Índice de Grupo .....	27
1.2.11. Exploración de Suelos .....	30
1.2.11.1. Métodos de exploración de Suelos .....	30
1.2.12. Toma de Muestras (para ensayos de laboratorio).....	31
1.2.12.1. Muestras Alteradas .....	31
1.2.12.2. Muestras Inalteradas .....	32
1.2.13. Esfuerzo de Corte en los Suelos .....	33
1.2.14. Mecánica de suelos.....	33
1.2.15. Zonificación.....	33
1.2.16. Cimentaciones .....	33
1.2.16.1. Tipos de Cimentaciones.....	34
1.2.16.2. Clasificación de cimentaciones .....	34
1.2.16.3. Criterios de elección del tipo de cimentación.....	36
1.2.17. Capacidad Última de Carga.....	39
1.2.18. Teoría de la Capacidad de Carga de Terzaghi.....	40
1.2.19. Teoría de la Capacidad de Carga según Meyerhof.....	46
CAPÍTULO III .....	49
MATERIAL Y MÉTODOS .....	49
2.1. Zona de Estudio .....	49
2.2. Materiales .....	49
2.3. Equipos .....	51
2.4. Metodología.....	51
2.4.1. Campo.....	51
2.4.3. Diseño de la Investigación.....	58
2.4.3.1. Tipo y nivel de Investigación .....	58
2.4.3.2. Diseño de la Investigación.....	59
CAPÍTULO III .....	60
RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....	60
3.1. Ubicación de las Calicatas en la Localidad Villa Autónoma para aplicar el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS). .....	60
3.2. Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) .....	61

3.3. Registro de Excavación del Suelo de Estudio. ....	65
3.4. Cálculo de la Capacidad de Carga admisible del suelo en la Localidad de Villa Autónoma. ....	65
3.5. Clasificación de los Suelos según AASHTO y SUCS. ....	71
3.6. Elaboración del Mapa de Zonificación del Suelo.....	72
3.7. Discusión .....	74
CONCLUSIONES.....	79
RECOMENDACIONES .....	80
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	81
ANEXOS.....	83

## Índice de tablas

<b>Tabla 1:</b> Sistema para identificación del tamaño de las partículas en el suelo.....	13
<b>Tabla 2:</b> Serie ASTM de tamices.....	15
<b>Tabla 3:</b> Clasificación de un suelo según su índice de plasticidad .....	19
<b>Tabla 4:</b> Cambio volumétrico de un suelo en función de su índice de plasticidad y límite de contracción.....	19
<b>Tabla 5:</b> Calidad de un suelo en función de su grado de contracción.....	20
<b>Tabla 6:</b> Estado del depósito de una arcilla en función de su índice de liquidez .....	21
<b>Tabla 7:</b> Consistencia de un suelo en función de su índice de consistencia relativa.....	22
<b>Tabla 8:</b> Símbolos para fines de identificación de suelos en el Sistema Unificado .....	23
<b>Tabla 9:</b> Símbolos de Sistema unificado de clasificación de suelos .....	24
<b>Tabla 10:</b> Clasificación de los suelos Sistema AASHTO .....	29
<b>Tabla 11:</b> Tipos de muestras.....	32
<b>Tabla 12:</b> Tipología de cimiento y elemento estructural más usual al que sirve de cimentación.....	36
<b>Tabla 13:</b> Factores de Capacidad de Carga de Terzaghi .....	42
<b>Tabla 14:</b> Factores de Carga Modificados de Terzaghi $N'c$ , $N'q$ , $N'\gamma$ .....	43
<b>Tabla 15:</b> Factores de Capacidad de Carga .....	48
<b>Tabla 16:</b> Normas de referencia para ensayos de suelos en laboratorio.....	53
<b>Tabla 17:</b> Ubicación de las Calicatas.....	60
<b>Tabla 18:</b> Contenido de Humedad Natural del Suelo.....	61
<b>Tabla 19:</b> Análisis Granulométrico del Suelo .....	62
<b>Tabla 20:</b> Propiedades Índice .....	63
<b>Tabla 21:</b> Densidad in situ (Densidad de Campo).....	64
<b>Tabla 22:</b> Ensayo de Corte directo. ....	64

## Índice de figuras

Figura 1. Esquema de la Estructura y Textura de los suelos..	8
Figura 2. Esquema de las tres fases del suelo.....	9
Figura 3: Curva de distribución del tamaño de partículas. ....	13
Figura 4: Curvas de distribución del tamaño de partículas de cinco suelos. ....	14
Figura 5: Definición de los Limites de Atterberg.....	16
Figura 6: Consistencia del Suelo según el contenido de humedad.....	16
Figura 7: Determinación del Limite Liquido del Suelo.....	17
Figura 8: Determinación de Limite Plástico del Suelo.....	17
Figura 9: Variación del Volumen respecto al contenido de Humedad.....	18
Figura 10: Carta de Plasticidad.....	26
Figura 11: Variación del Limite Liquido e Índice de Plasticidad.....	28
Figura 12: Herramientas para sondeos por perforación.....	31
Figura 13. Clasificación de las cimentaciones en función de la profundidad de apoyo.....	35
Figura 14. Algunos tipos de cimentaciones superficiales.....	35
Figura 15: Tipos de emparrillado de cimentación. ....	38
Figura 16: Tipos de plateas de cimentación. ....	38
Figura 17: Falla Local por Corte .....	39
Figura 18: Falla de Corte por Punzonamiento.....	39
Figura 19: Falla por Capacidad de Carga en un Suelo bajo una Cimentación Rígida Corrida.....	40
Figura 20: Esquema para la modificación de las ecuaciones de Terzaghi, con presencia del nivel freático. ....	45
Figura 21: Zonificación de las Características físicas .....	72
Figura 22: Zonificación de las Características Mecánicas del Suelo.. ....	73
Figura 23: Zonificación de las Capacidad portante Según Clasificación del Suelo.....	74

## Resumen

En este trabajo de investigación desarrollado en la localidad de Villa Autónoma, distrito de la Banda de Shilcayo, en la provincia y región de San Martín se determina la capacidad portante de los distintos tipos de suelo que se encuentran en el área de estudio. Se estudiaron y determinaron los tipos de suelo dentro de la localidad, luego su capacidad portante, con la finalidad de obtener un plano de zonificación con sus características físicas y mecánicas. En la exploración de campo se realizaron calicatas (18) a 3.00 metros de profundidad repartidas en diversos puntos dentro del área de estudios. Se emplearon conceptos de Mecánica de suelos, de la misma forma los siguientes ensayos de laboratorio: Contenido de Humedad Natural, Análisis Granulométrico por Tamizado, Límite líquido, Límite plástico, Peso específico, Corte Directo. Para la clasificación SUCS se encontraron tres tipos de suelo: CL (Arcillas inorgánicas de baja plasticidad), SC (Arena arcillosa), SM (Arena Limosa). Se logró distinguir dos zonas de distinta capacidad portante, la Zona I ( $q_{adm} < 1.00 \text{ kg/cm}^2$ ) y la Zona II ( $q_{adm} \geq 1.00 \text{ kg/cm}^2$ ), de importancia para determinar el tipo de cimentación a realizarse en el área de la localidad.

**Palabras Clave:** Capacidad portante, suelo, zonificación, calicata, ensayo.

## Abstract

In this research work developed in the locality of Villa Autónoma, district of Banda de Shilcayo, in the province and region of San Martín, the bearing capacity of the different types of soil found in the study area was determined and the types of soil within the locality were studied and determined, then their bearing capacity, with the purpose of obtaining a zoning plan with their physical and mechanical characteristics. In the field exploration, soil pits (18) were made at a depth of 3.00 meters distributed in different points within the study area. Soil mechanics concepts were used, as well as the following laboratory tests: Natural Moisture Content, Sieve Granulometric Analysis, Liquid Limit, Plastic Limit, Specific Weight, Direct Cut. For the SUCS classification, three soil types were found: CL (low plasticity inorganic clays), SC (clayey sand), SM (silty sand). It was possible to distinguish two zones of different bearing capacity, Zone I ( $q_{adm} < 1.00 \text{ kg/cm}^2$ ) and Zone II ( $q_{adm} \geq 1.00 \text{ kg/cm}^2$ ), of importance to determine the type of foundation to be carried out in the area of the locality.

**Key words:** bearing capacity, soil, zoning, test, test pits, test.



## **Introducción**

El creciente desarrollo que está logrando el Distrito de La Banda de Shilcayo gracias a la gestión de las autoridades, han traído consigo la necesidad de realizar un estudio donde se pueda verificar las y los tipos de estructuras que se pueden construir, para ello es necesario realizar un estudio minucioso de la calidad de los suelos y sus características dado que es de ahí de donde parte una buena y óptima funcionalidad de una edificación y/o estructura.

La cimentación es la parte de la estructura que permite la transmisión de las cargas que actúan hacia el suelo o hacia la roca subyacente. Cuando los suelos reciben las cargas de la estructura, se comprimen en mayor o en menor grado, y producen asentamientos de los diferentes elementos de la cimentación y por consiguiente de toda la estructura. Durante el diseño se deben controlar tanto los asentamientos absolutos como los asentamientos diferenciales.

La importancia del estudio es primordial para la ejecución de cualquier proyecto a construirse o mejora de las estructuras existentes para así tomar decisiones del tipo de cimentación a utilizar y hasta qué profundidad se debe cimentar; dependiendo de la capacidad de soporte del suelo. Por lo que el interés de efectuar un estudio para determinar la capacidad portante del suelo en la La Localidad de Villa Autónoma en el Distrito de La Banda de Shilcayo – Provincia de San Martín – Región San Martín, beneficiara a la población que habita en la localidad y a las autoridad que otorgan los permisos de construcción con todos los parámetros con el fin de obtener edificaciones seguras.

### **Planteamiento del problema**

Al ser una localidad de gran crecimiento, y al formar parte de la expansión urbana dentro del distrito de la Banda de Shilcayo, se hace necesario contar con un plano de zonificación de la capacidad portante del suelo, el que será útil tanto para el municipio de la Banda de shilcayo en el caso de emisión de licencias de construcción como para los ingenieros encargados de construir edificaciones dentro de la zona.

A pesar de venir siendo parte importante y haber crecido en densidad poblacional rápidamente durante los últimos años, ninguna instancia del sector público o privado se interesó en elaborar un estudio de suelos de esta localidad, dejando a la deriva a los

pobladores nuevos que construían empíricamente las bases de sus viviendas, exponiéndose a los peligros que puede presentar el área en la que se ejecuta dicha obra

Otra situación a remarcar es el costo elevado de estos estudios, así que lo más viable es tener un mapa detallado de la zonificación de la capacidad portante de la localidad de Villa Autónoma, distrito de la Banda de Shilcayo, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín, para disminuir el costo total de cualquier edificación que se planea ejecutar en el área de estudios.

### **Formulación del problema**

Viendo el estado en el que está el área de estudio, determinamos necesario poder realizar un estudio de mecánica de suelos y estudiar objetivamente la capacidad portante de este y su importancia, por lo tanto se plantea y se responde esta interrogante: ¿Qué valores tiene la capacidad portante de los suelos para efectuar la zonificación de esta en la Localidad de Villa Autónoma – Distrito de La Banda de Shilcayo – Provincia de San Martín – Región San Martín?

### **Objetivos**

#### **Objetivo general**

Determinar la capacidad portante del suelo y sus demás características, con el fin de elaborar un mapa de zonificación de capacidad portante y usos de los suelos en la localidad de Villa Autónoma.

#### **Objetivos específicos**

- Ubicar y realizar actividades de exploración y muestreo de suelos, mediante calicatas.
- Realizar el Estudio de Mecánica de Suelos en todas las muestras obtenidas, elaborando cuadros de resultados
- Realizar los ensayos de mecánica de suelos, según lo estipulado en la N.T.P. y de acuerdo a la norma E-050 suelos y cimentaciones.
- Efectuar el análisis de los resultados obtenidos que permitan determinar la capacidad portante de los suelos en el área de estudio

- Identificar el tipo de suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- Elaborar un mapa de zonificación de los suelos, según los resultados obtenidos.
- Ordenar e interpretar los resultados obtenidos de los estudios y/o ensayos respectivos

### **Justificación teórica**

El presente trabajo está basado en elaborar la zonificación de la capacidad portante, mediante estudios de mecánica suelos, que permitirá conocer la capacidad portante, las características propias del suelo y el tipo de cimentación a usarse.

### **Justificación técnica**

Al no existir, ni información detallada sobre el tipo y capacidad portante del suelo la Localidad de Villa Autónoma en el Distrito de la Banda de Shilcayo, trae como consecuencia en su mayoría, la construcción de edificaciones sin antes haber realizado un estudio de mecánica de suelos, lo cual es de vital importancia para tener conocimiento sobre el suelo en el cual se va a cimentar, además de los serios problemas futuros que se podrían ocasionar en la edificación, que pueden llegar a derivar en una demolición de la estructura.

### **Justificación Práctica**

Las exploraciones se realizarán en la Localidad de Villa Autónoma, Distrito de la Banda de Shilcayo, tomando en cuenta las normas vigentes de exploración y estudio de suelos. Se espera que este trabajo sirva como guía a profesionales y población para poder realizar a futuro construcciones adecuadas según el tipo de suelo que se determine.

# CAPÍTULO I

## REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

### 1.1. Antecedentes del problema

Para el desarrollo de un proyecto de construcción, uno de los aspectos más importantes es el estudio de suelos, el cual nos indicará si el suelo es capaz de soportar las cargas a las que estará sometida la estructura. Es por ello que existen estudios para conocer esta característica importante ante cualquier inicio de construcción, para la elaboración del presente proyecto se ha revisado material bibliográfico y trabajos anteriores, que nos permite tomar nota de antecedentes y resultados, que deben considerarse para los fines más convenientes, siendo como sigue:

#### 1.1.1. Nivel internacional

Lizbeth Johana Tacuro Silva nos indica en su tesis “**análisis de la influencia de; porcentaje de finos en la capacidad de carga admisible de la Cañahua en la ciudad de Quito**” Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental (Universidad Central del Ecuador. Pg. 106)

- ❖ Existen numerosas correlaciones entre el Ensayo de Penetración Estándar y la capacidad de Carga, realizadas para suelos con diferentes características, por lo que deberían ser ajustadas al suelo de la Ciudad de Quito. Varios autores han coincidido en que es erróneo llamar a este ensayo “Estándar” ya que no es reproducible, por ejemplo la ASTM. Usando el ensayo de penetración estándar para la misma formación de suelo, pero con diferentes perforistas y equipos de ensayo, el valor N varía en 100% o más, pero si el procedimiento es realizado con el mismo equipo y perforista, la variación de N sería 10%.
- ❖ Se relacionaron las capacidades de carga admisible de Terzaghi y Meyerhof ( en función del número de golpes N SPT) con el porcentaje de finos para encontrar un indicio de posibles correlaciones ; se observó que para el caso de Terzaghi existe una relación positiva a pesar de la dispersión, la misma que se debe a la propuesta de Terzaghi está únicamente ( en relación a parámetros que caracterizan el suelo) en función del ángulo de fricción y la cohesión por lo que se debería analizar la relación entre estos parámetros y el porcentaje de finos. Con respecto a Meyerhof y el porcentaje de finos.

Bustamante K. y Mendoza D. (2017) *BTC con adición de ceniza de bagazo de caña como solución a la autoconstrucción de vivienda en zona rural del municipio de Nimaima* (Tesis de pregrado). Colombia. El objetivo su investigación es plantear un prototipo de vivienda autoconstruida para la vereda el Cálamo del municipio de Nimaima Cundinamarca, a partir del uso del bloque de tierra compactada con adición de ceniza de bagazo de caña de azúcar y materiales de la región. Concluye, la tierra que presentó mejores resultados para la fabricación de bloques de tierra comprimida (BTC) en la vereda Cálamo del municipio de Nimaima es la que presenta: 60% tierra y 40% de arena, y la mezcla que mejor comportamiento tuvo para los bloques de 5x5x5 fue de proporción tierra: arena: Ceniza: 3:3:3 que presentó una resistencia de 0.08 Mpa.

### **1.1.2. Nivel Nacional**

Puemape, L. (2015), nos menciona en su investigación el proceso constructivo de una cimentación con condiciones especiales; el del proyecto condominio Ciudad Verde ubicado en el km 28 de la carretera Panamericana Norte, en un terreno de 30,000 m<sup>2</sup>, en este proyecto, se detectaron fluctuaciones de napa freática que iban de 0.30 hasta 1.50 m. En dicha zona, la empresa Paz Centenario planifica la construcción de edificios multifamiliares de 5 y 9 pisos. La tesis abarcó la evaluación técnica del proyecto, las alternativas para cimentación, características positivas de cada alternativa, el costo de la realización de cada una y por último el sistema de drenaje utilizado para reducir la napa freática.

### **1.1.3. Nivel Local**

Sánchez Ruíz (2019), concluye en su investigación “Zonificación de la Capacidad Portante del Suelo para construcción de Edificaciones en la Localidad de San Francisco del Río Mayo, Distrito de Cuñumbuqui, Provincia de Lamas, Departamento de San Martín” lo siguiente:

La Zonificación por Características Mecánicas, se realizó considerando como única característica mecánica a la capacidad admisible del suelo, toda la zona se considera habitable por tener una capacidad admisible muy superior a 0.50 kg/cm<sup>2</sup>.

Teniendo en cuenta lo anterior se estableció dos zonas, que se delimitan de la siguiente manera: Zona I ( $q_{adm} \geq 1.50 \text{ kg/cm}^2$ ) considerada una zona con la mejor capacidad admisible y la Zona II ( $q_{adm} < 1.50 \text{ kg/cm}^2$ ) considerada como una zona con una capacidad portante menor, pero no crítica.

## **1.2. Bases teóricas**

### **1.2.1. El suelo**

“Se define al suelo como la mezcla de diversos minerales meteorizados y cuenta con partes de materia orgánica en descomposición, la cual consta de una capa fina que recubre la tierra, también puede contener grandes cantidades de agua y de aire que puede ser utilizada para el mantenimiento, soporte de plantas y otros organismos”. (Parra, 2018).

Los suelos son producidos por el intemperismo y la erosión de las rocas, los cuales pueden ser residuales o transportados, los primeros, son aquellos que se localizan junto a la roca que le dio origen y los transportados, se consideran aquellos que son localizados lejos de las rocas que le dan origen, siendo el medio de transporte: el agua, el viento, los glaciares, los animales o la gravedad (Olguín, 2011). En general, un suelo transportado, queda descrito por un perfil estratigráfico, que resalta la secuencia de su colocación y el espesor de sus estratos (Duque y Escobar, 2002).

### **1.2.2. Origen del Suelo**

Los agentes físicos más importantes que producen la formación de suelos a través de las rocas se encuentran: el sol, el agua, el viento y los glaciares, pero estos agentes no tienen la capacidad de minimizar los fragmentos de rocas a tamaños inferiores de 0.01 mm. Los tamaños menores a 0.01 mm sólo pueden realizarse mediante procesos químicos. Los agentes químicos de mayor relevancia son: la oxidación, la carbonatación y la hidratación. Por otra parte, también se encuentran los suelos orgánicos, los cuales están formados por partículas finas llamadas humus y partículas de minerales. (Crespo, 2004).

### **1.2.3. Composición Mineralógica del Suelo**

Los suelos se componen de un universo mineral diverso y heterogéneo. Los minerales pueden clasificarse según su composición química y estructura cristalina o según su origen. Desde la óptica genética llevan la impronta, en distinto grado, del material de origen; los componentes minerales de los suelos son principalmente heredados del mismo, aunque otros se han formado en el curso de la meteorización y la pedogénesis, por lo tanto en la mayoría de los suelos la composición mineral es el resultado de herencia y autogénesis.

Los minerales primarios son aquellos formados en las rocas ígneas y metamórficas y los secundarios aquellos formados en condiciones de epigénesis en rocas sedimentarias y suelos. Unos y otros pueden haber estado sujetos a más de un ciclo sedimentario o haber sido componentes de suelos preexistentes. Así, la composición mineral de los suelos deviene de orígenes y procedencias muy distintas y la proporción entre los minerales secundarios (autigénicos) y los heredados (alogénicos) varía ampliamente en los suelos en relación a:

- ❖ La composición del material originario.
- ❖ La evolución sedimentario-pedológica de cada suelo.

Con respecto a la distribución de los minerales en las distintas fracciones granulométricas de los suelos, los minerales primarios predominan en las fracciones arena y limo (2000-50 $\mu$ m; 50-2  $\mu$ m). En un probable orden de estabilidad decreciente es posible mencionar: circón, rutilo, turmalina, ilmenita, granate, cuarzo, epidoto, esfena, muscovita, microclino, ortoclasa, plagioclasa sódica, plagioclasa cálcica, hornblenda, clorita, augita, biotita, serpentina, vidrio volcánico (no es un mineral pero se incluye como comparación por estabilidad relativa), apatita y olivina.

Los minerales secundarios predominan en la fracción arcilla (<2  $\mu$ m) y son: anatasa, gibbsita, hematita y goethita, caolinita, clorita pedogenética, esmectita, vermiculita, illita, haloisita, sepiolita y paligorskita, alofano, imogolita, etc. En distintas granulometrías se encuentran calcita, yeso, pirita, halita y sales varias. Con respecto a la estructura cristalina, composición química y presencia en los suelos, es posible agrupar los minerales en: silicatos cristalinos no arcillosos y arcillosos, silicatos amorfos, carbonatos, sulfatos, óxidos e hidróxidos, etc.

#### **1.2.4. Estructura y textura de los suelos**

Se define como “estructura” a la propiedad de los suelos que produce una respuesta a los cambios exteriores y sollicitaciones tales como el agua, cargas (edificios, pavimentos, etc.). 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. Y como “textura” a la apariencia superficial, depende del tamaño, forma y graduación de las partículas”. Martínez (2003).



**Figura 1.** Esquema de la Estructura y Textura de los suelos. (Enrique Napoleón Martínez Quiroz, 2003).

#### 1.2.4.1. Estructura de los suelos

La estructura física de los suelos está constituida a base de partículas sólidas o granos que constituyen el esqueleto mineral resistente del mismo y de una serie de huecos entre las partículas que pueden contener aire, agua o ambas cosas. Algunos autores definen al suelo como un material en el que coexisten las tres fases: sólida (partículas), líquida (agua) y gaseosa (aire).

##### 1.2.4.1.1. Relaciones Volumétricas y Gravimétricas de los Suelos

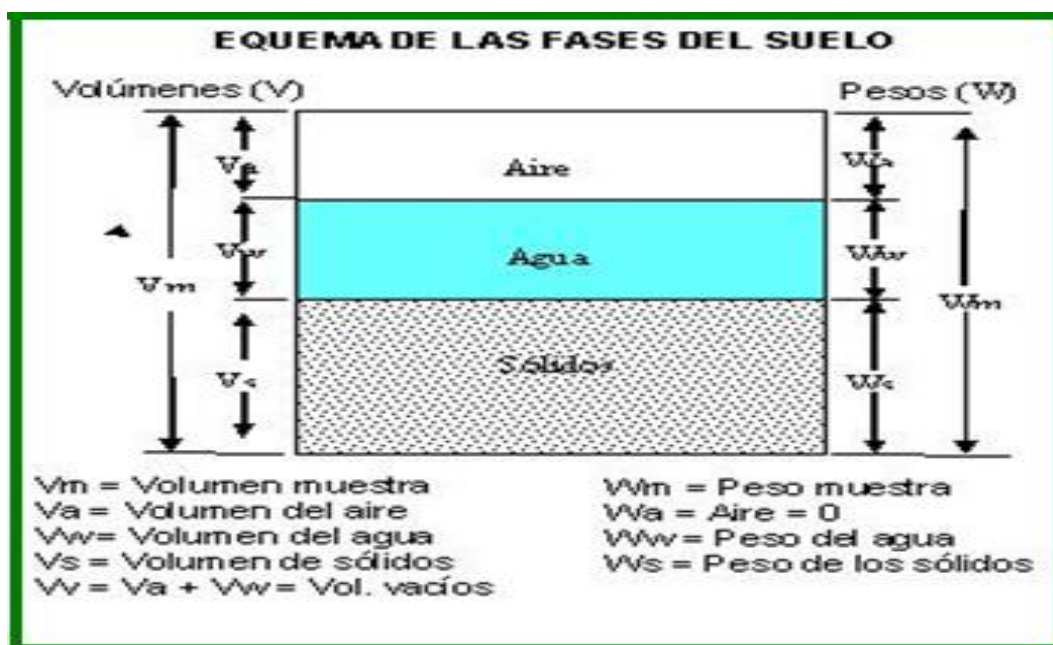
Las relaciones volumétricas y gravimétricas entre fases del suelo se derivan en forma analítica a partir de las proporciones relativas de los volúmenes y pesos correspondientes a dichas fases, razón por la cual, también se les conoce como relaciones de fase del suelo. El cálculo de las diferentes relaciones de fases para valores concretos de peso y volumen, arroja magnitudes que representan un estado instantáneo pero transitorio del suelo. Dado un estado volumétrico y gravimétrico inicial, es posible representar gráficamente los cambios continuos de las relaciones entre fases, debidos a diversos procesos físicos que pueden ocurrir en un suelo.

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos ( $V_v$ ), mientras que la fase sólida constituye el volumen de sólidos ( $V_s$ ). Se dice que un suelo está totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular de solo dos fases, sólida y líquida.

En los laboratorios de mecánica de suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y la gravedad específica de las partículas que conforman el suelo, entre otras.

#### 1.2.4.1.2. 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.



*Figura 2.* Esquema de las tres fases del suelo. (Enrique Napoleón Martínez Quiroz, 2003)

#### 1.2.4.1.3. Fases, Volúmenes y Pesos

En el modelo de fases, se separan volúmenes  $V$  y pesos  $W$  así: Volumen total  $V_t$ , volumen de vacíos  $V_v$  (espacio no ocupado por sólidos), volumen de sólidos  $V_s$ , volumen de aire  $V_a$  y volumen de agua  $V_w$ . Luego

$$v_T = v_v + \dots \quad (1)$$

En pesos (que es diferente a masas), el del aire se desprecia, por lo que  $W_a = 0$ . El peso total del espécimen o muestra  $W_t$  es igual a la suma del peso de los sólidos  $W_s$  más el peso del agua  $W_w$ ; esto es:

$$W_T = W_S + \dots \quad (2)$$

#### 1.2.4.1.4. Relaciones de Volumen

##### Porosidad “ $\eta$ ”

Es la probabilidad de encontrar vacíos en el volumen total. Por eso  $0 < \eta < 100\%$  (se expresa en %). En un sólido perfecto  $\eta = 0$ ; en el suelo  $\eta \neq 0$  y  $\eta \neq 100\%$ .

$$\eta = \frac{v_v}{v_t} * 100\% \dots (3)$$

##### Relación de vacíos “ $e$ ”

Es la relación entre el volumen de vacíos y el de los sólidos. Su valor puede ser  $e > 1$  y alcanzar valores muy altos. En teoría  $0 < e \rightarrow \infty$ .

$$e = \frac{v_v}{v_s} * 100\% \dots (4)$$

##### Densidad Relativa “DR”

Este parámetro nos informa si un suelo está cerca o lejos de los valores máximo y mínimo de densidad, que se pueden alcanzar.

Además  $0 \leq DR \leq 1$ , siendo más resistente el suelo cuando el suelo está compacto y  $DR \approx 1$  y menor cuando está suelto y  $DR \approx 0$ .

$$D_R = \frac{e_{max} - e_{nat}}{e - e_{min}} * 100\% \dots (5)$$

##### Grado de saturación “S”

Se define como la probabilidad de encontrar agua en los vacíos del suelo, por lo que  $0 \leq S \leq 100\%$ . Físicamente en la naturaleza  $S \neq 0\%$ , pero admitiendo tal extremo,  $S = 0\%$  indica un suelo seco y  $S = 100\%$  indica un suelo saturado.

$$S = \frac{v_w}{v_v} * 100\% \dots (6)$$

##### Contenido de aire “ $C_a$ ”

Probabilidad de encontrar aire en los vacíos del suelo.  $0 \leq C_a \leq 100\%$ . En el suelo saturado, los vacíos están ocupados por agua  $C_a = 0$  y en el suelo seco, por aire  $C_a = 100\%$ .

$$C_a = \frac{v_a}{v_v} * 100\% \dots (7)$$

### Contenido de humedad “ $\omega$ ”

Es la relación entre el peso del agua del espécimen, al peso de los sólidos. El valor teórico del contenido de humedad varía entre:  $0 \leq \omega \rightarrow \infty$ . En la práctica, las humedades varían de 0 (cero) hasta valores del 100%.

$$\omega = \frac{\omega_a}{\omega_s} * 100\% \dots (8)$$

### Peso específico aparente ( $\gamma_m$ )

Conocido como peso volumétrico, densidad aparente, peso específico de masa.

$$\gamma_a = \frac{w_m}{V_m} = \frac{w_s + w_w}{V_m} \dots (9)$$

### Peso específico del agua ( $\gamma_w$ ):

Para hacer más práctico al cálculo tenemos:

$$\gamma_o = \gamma_w \dots (10)$$

Peso específico del agua destilada ( $\gamma_o$ ): 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 ( $\gamma_s$ ):

$$\gamma_s = \frac{w_s}{V_s} \dots (11)$$

$$2.4 \leq \gamma_s \leq 2.9 \text{ gr. /cm}^3$$

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. 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.

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.

### Peso específico relativo de la muestra ( $S_m$ ):

$$S_m = \frac{\gamma_m}{\gamma_o} = \frac{W_m}{V_m * \gamma_o} (12)$$

### **Peso específico relativo de los sólidos (S<sub>s</sub>):**

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_o} = \frac{W_s}{V_s * \gamma_o} \dots (13)$$

#### **1.2.4.2. Textura de los suelos**

La textura del suelo es una de las características físicas más importantes, pues a través de ella, se puede predecir el comportamiento físico del suelo, haciendo inferencias acerca del movimiento del agua en el perfil, la facilidad de manejo y la cantidad de nutrientes. La textura indica la proporción de partículas fundamentales en el suelo: arcilla, limo y arena, que se agrupan en suelos de textura fina, media y gruesa. Con la proporción relativa de estas fracciones minerales se puede obtener un gran número de combinaciones que dan origen a las clases texturales. Su fraccionamiento sigue una función logarítmica con límites entre 0.002 y 2.0 mm. La fracción arcillosa es menor a 0.002 mm, el limo entre 0.002 y 0.05 mm, y la arena entre 0.05 y 2.0 mm. Para estudios de tipo mineralógico la fracción arena se puede cuantificar en sus diferentes tamaños:

- a) arena muy fina, con diámetro de 0.05 a 0.1 mm
- b) arena fina, con diámetro de 0.1 a 0.25 mm
- c) arena media, con diámetro de 0.25 a 0.5 mm
- d) arena gruesa, con diámetro de 0.5 a 1.0 mm;
- e) arena muy gruesa, con diámetro de 1.0 a 2.0 mm.

#### **1.2.5. Análisis granulométrico del suelo**

El análisis granulométrico representa el dato más valioso para interpretar varios factores asociados al suelo como: su textura. El término textura se usa para representar la composición granulométrica del suelo. Cada término textural corresponde a una determinada composición cuantitativa de arena, limo y arcilla.

El análisis del tamaño de partículas (ATP) es usado en el análisis textural para la clasificación de suelos. Aunque dicho análisis, tiene también una relación directa con la distribución poral de suelos y con las propiedades de retención de humedad. (Gee, G. W. y Keller, J. M.,2006) Existe una amplia gama de métodos tanto tradicionales como modernos, que permiten llevar a cabo este tipo de análisis. Aunque se pueden evidenciar fácilmente unos pocos que son los más utilizados para dicho análisis. Primero encontramos los métodos tradicionales, donde los más conocidos son; tamizado, pipeta e hidrómetro, pero de estos tres, este último es el que se emplea con mayor regularidad. (Gee, G. W. y Or, D.,2002).

### 1.2.5.1. Distribución del Tamaño de Partículas

La distribución de tamaños de las partículas en una masa de suelo se representa usualmente con la curva de distribución de tamaños de las partículas, en la cual el porcentaje de partículas inferiores a un tamaño en particular se representa en función de ese tamaño en escala logarítmica. La curva de gradación se obtiene midiendo la distribución de tamaño de las partículas de una muestra de suelo representativa; en arenas y gravas esto puede hacerse con un análisis por tamizado y con un análisis por sedimentación para la fracción limosa. Berry, P. & Raid, D. (1993).

**Tabla 1**

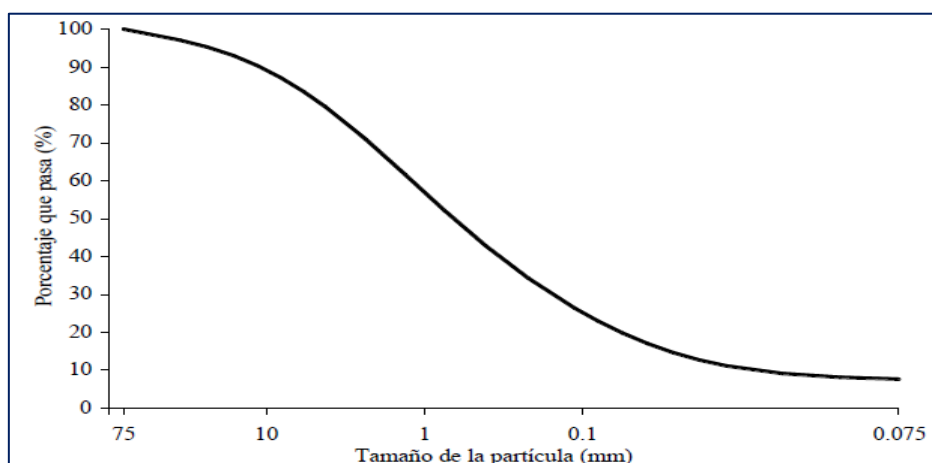
*Sistema para identificación del tamaño de las partículas en el suelo.*

NOMBRE DE LA ORGANIZACIÓN	TAMAÑO DE PARTÍCULAS en mm			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Massachusetts Institute of Technology (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	< 0.002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	< 0.003
American Association of State Highway and Transportation (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	< 0.004
Unified Soil Classification System (US)	75 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (limos y arcillas) < 0.075	

Fuente: Braja M. Das, 1998.

### 1.2.5.2. Curva de Distribución del Tamaño de Partículas del Suelo.

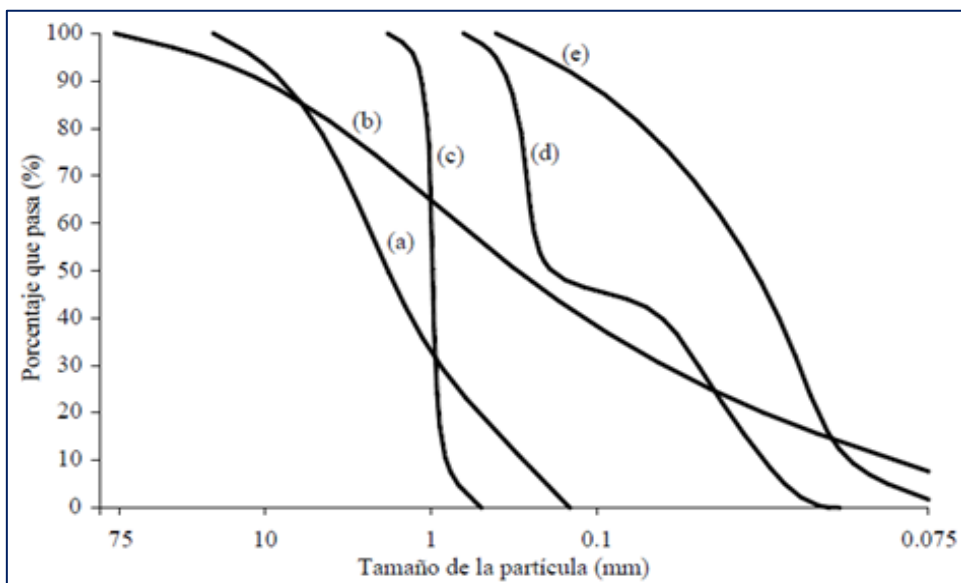
La muestra de suelo debe ser tamizada por lo menos 15 minutos, donde cada tamiz retendrá una fracción de masa de suelo y el plato inferior retendrá las partículas más finas del suelo menores a 0.075 mm para otros propósitos.



**Figura 3:** Curva de distribución del tamaño de partículas. (Braja M: Das, 2007)

### 1.2.5.3. Parámetros de la Curva del Distribución del Tamaño de Partículas.

A partir de la curva de distribución del tamaño de partículas, se puede obtener cantidades en porcentaje de un tamaño de partículas especial que contenga el suelo. El diámetro de la partícula ( $D_i$ ) se refiere al tamaño del grano o diámetro aparente de una partícula de suelo y el subíndice que lo acompaña indica la cantidad de partículas en porcentaje más pequeñas que esta.



**Figura 4:** Curvas de distribución del tamaño de partículas de cinco suelos.

(a) Suelo de grano grueso (grava y arena). (b) Suelo bien gradado con una amplia variedad de tamaños de partícula. (c) Suelo de grano grueso con una reducida variedad de tamaños de partícula. (d) Suelo con gradación hueca, no contiene un cierto rango de tamaños de partícula. (e) Suelo compuesto de partículas finas (limo y arcilla). (Donal P: Coduto, 1999)

### 1.2.6. Análisis Mecánico por Tamices de los Suelos

Debido al tamaño de las partículas y la forma granular que presentan estos suelos, fácilmente pueden clasificarse los distintos tamaños de las partículas que lo constituyen mediante tamices con diferentes aberturas. A este análisis se lo llama: Análisis Granulométrico del suelo. El tamiz o criba, consiste de un plato de acero inoxidable con una malla metálica adherida en la parte inferior con aberturas de tamaño uniforme. Existen dos tamaños estándar de tamices los de 8" y 12".

La Tabla 2 muestra la serie ASTM de tamices de 8" y 12" disponibles en el mercado para el análisis mecánico del suelo, el tamaño de la abertura de la malla (expresado en milímetros)

está identificada por un número de tamiz. No es necesario tener todos los tamices para realizar un análisis granulométrico del suelo, simplemente bastan algunos tamaños que están en función al sistema de clasificación del tamaño de partículas que se esté empleando.

En el sistema de clasificación unificado (SUCS) las partículas consideradas grano grueso tienen un tamaño mayor a 0.075 mm, por lo tanto, el tamiz: Nro. 200 retiene las partículas de grano grueso y deja pasar las partículas finas del suelo, por lo que el tamiz Nro. 200 clasifica las partículas de grano grueso de las finas.

Dentro las partículas de grano grueso el tamaño de la arena está comprendido entre 4.75 y 0.075 mm, el tamiz: Nro. 4 retiene los tamaños mayores a 4.75 mm y deja pasar los de menor tamaño que son retenidos en el tamiz Nro. 200. La grava tiene un tamaño comprendido entre 76.2 y 4.75 mm, el tamiz de 3" retiene partículas mayores a 76.2 mm y deja pasar partículas de menor tamaño que se retendrán en el tamiz Nro. 4 o en el Nro. 200.

Para el sistema de clasificación unificado es indispensable tener los tamices Nro. 200, 4 y el de 3", sin embargo, si se utilizan tamices intermedios a estos tamaños se tendrá un análisis granulométrico más preciso.

**Tabla 2**

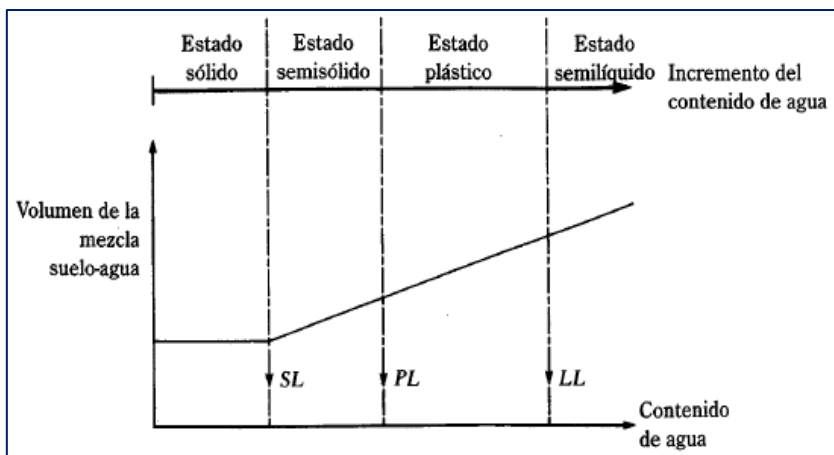
*Serie ASTM de tamices*

TAMICES SERIE ASTM											
Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura
5"	127.00	1 1/2"	38.10	3/8"	9.53	12	1.70	60	0.250	325	0.041
4.24"	107.70	1 1/4"	31.75	5/16"	7.94	14	1.40	70	0.212	400	0.035
4"	101.60	1.06"	26.92	0.265"	6.73	16	1.18	80	0.180	450	0.031
3 1/2"	88.90	1"	25.40	1/4"	6.35	18	1.00	100	0.150	500	0.028
13/4"	82.55	7/8"	22.23	4	4.75	20	0.85	120	0.125	635	0.021
3"	76.20	3/4"	19.05	5	4.00	25	0.71	140	0.106		
2 1/2"	63.50	5/8"	15.88	6	3.35	30	0.60	170	0.090		
2.12"	53.85	0.53"	13.46	7	2.80	35	0.50	200	0.075		
2"	50.80	1/2"	12.70	8	2.36	40	0.43	230	0.065		
1 3/4"	44.45	7/16"	11.11	10	2.00	50	0.36	270	0.053		

Fuente: ASTM D422 y E100

### 1.2.7. Límites de consistencia del suelo

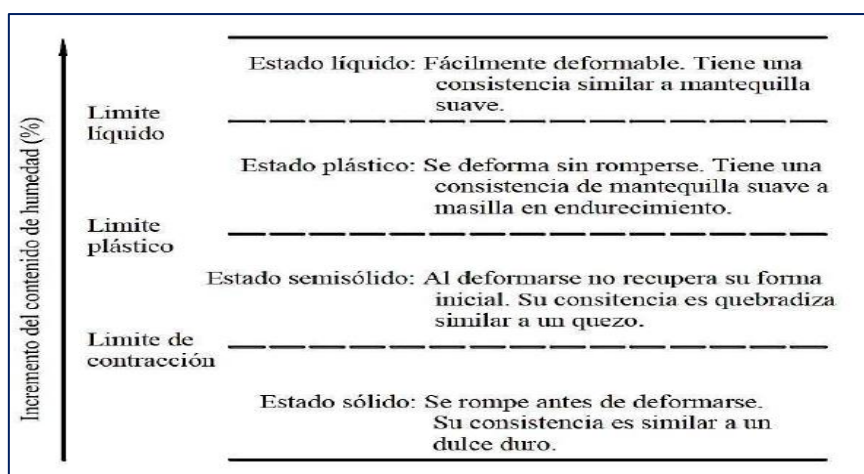
Los límites de consistencia son criterios importantes para la clasificación de los suelos, permitiendo separar según la fracción y el contenido de Límite líquido e Índice de plasticidad la separación de agregados finos y gruesos. El límite líquido, el límite plástico y el índice de plasticidad de los suelos son utilizados también extensivamente en forma individual o colectiva con otras propiedades del suelo, para correlacionarlas con propiedades tales como compresibilidad, permeabilidad, características de compactación, potencial de expansión y resistencia al corte.



**Figura 5:** Definición de los Límites de Atterberg. (Braja M. Das, 2001)

Los límites de consistencia o de Atterberg, según el MTC (2014), establecen cuán sensible es el comportamiento de un suelo en relación con su contenido de humedad; definiéndose los límites correspondientes a los tres estados de consistencia según su humedad y de acuerdo a ello puede presentarse un suelo: líquido, plástico o sólido. Estos límites son:

- a) Límite líquido (LL). Es el contenido de humedad del suelo cuando este pasa del estado semilíquido a un estado plástico y puede moldearse.
- b) Límite plástico (LP). Es el contenido de humedad del suelo cuando este pasa de un estado plástico a un estado semisólido y empieza a romperse.
- c) Límite de contracción (LC). Es el contenido de humedad del suelo cuando este pasa de un estado semisólido a un estado sólido y deja de contraerse al perder humedad.

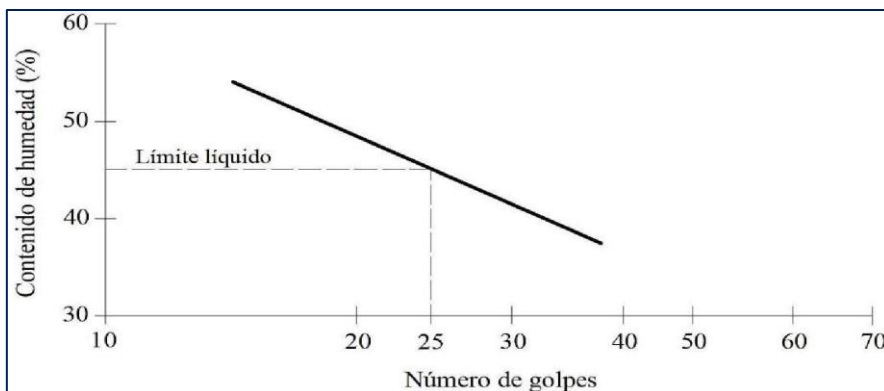


**Figura 6:** Consistencia del Suelo según el contenido de humedad. (Coduto, 1999)

### 1.2.7.1. Límite Líquido

“El límite líquido es el contenido de humedad con el cual una masa de suelo, colocada en un recipiente en forma de cuchara (aparato de Casagrande), se separa con un ranurador.

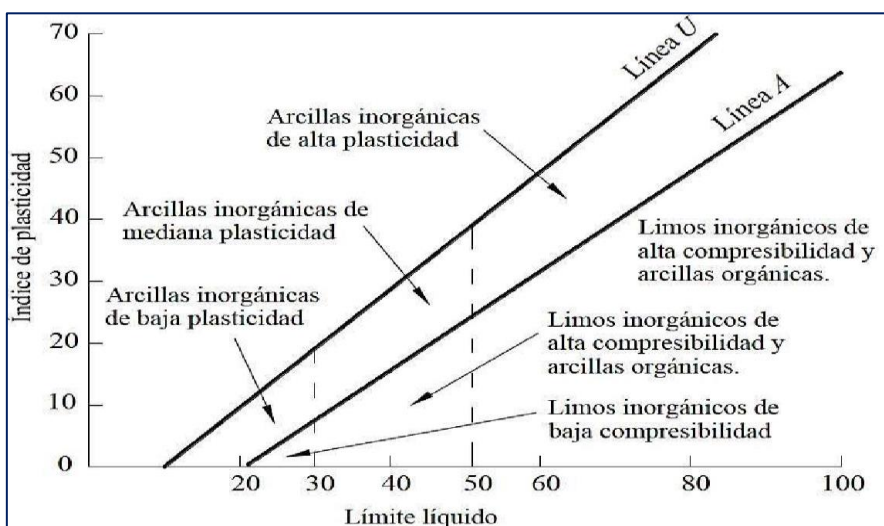
Posteriormente, se deja caer desde una altura fija (normalmente no mayor de 1cm) y se presenta un cierre de la ranura, luego de 25 golpes de la cuchara contra una superficie lisa” [13]. “La relación existente entre el límite líquido y el índice de plasticidad ofrece una gran información sobre la composición granulométrica, comportamiento, naturaleza y calidad de la arcilla” [14].



**Figura 7:** Determinación del Límite Líquido del Suelo. (Casagrande, 1932)

### 1.2.7.2. Límite plástico

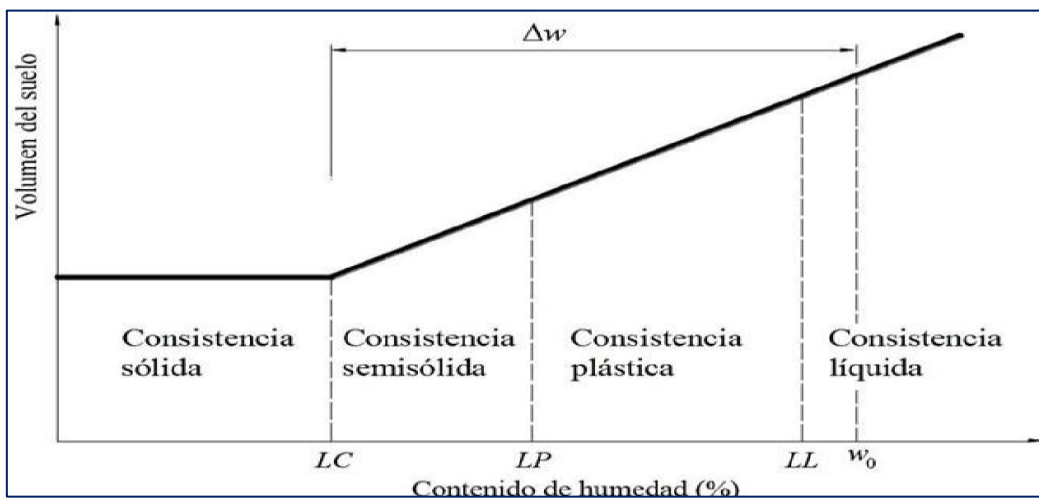
“Límite plástico viene a ser la cantidad de agua lindante entre estado plástico y semi-sólido del suelo” (Cevallos, 2012, p.90). La prueba estandarizada tanto en la norma ASTM y en la británica es la prueba en la que se lamina por presión manual una pequeña cantidad de suelo y a una frecuencia regulada, para hacer un rollo con 3.2 mm, de diámetro que deberá alcanzar una humedad en el que el rodillo tiene grietas y no puede ser remoldeado, determinando así el límite plástico del suelo”. (Cevallos, 2012, p.90)



**Figura 8:** Determinación de Límite Plástico del Suelo. (Casagrande, 1932)

### 1.2.7.3. Límite de Contracción

Un suelo fino que contenga en su mayor parte partículas compuestas de minerales de arcilla variará de volumen de acuerdo a su contenido de humedad, por lo tanto, a medida que aumente el contenido de humedad también proporcionalmente aumentará su volumen, la Figura 9 : Muestra la relación entre el contenido de humedad y el volumen del suelo.



*Figura 9:* Variación del Volumen respecto al contenido de Humedad. (Casagrande, 1932)

## 1.2.8. Índices obtenidos a partir de los límites de consistencia

### 1.2.8.1. Índice de plasticidad

Es un parámetro útil para cuantificar la plasticidad de un suelo. Se calcula como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

$$IP = LL - LP \dots (1)$$

Donde:

LL: límite líquido

LP: límite plástico

Cuando el límite plástico del suelo no se puede determinar, se dice que éste es no plástico (NP), y el índice de plasticidad se dice que es igual a cero. El índice de plasticidad indica la magnitud del intervalo de humedades en el cual el suelo posee consistencia plástica y permite clasificar un suelo. Un índice de plasticidad grande corresponde a un suelo muy arcilloso; por el contrario un índice de plasticidad pequeño es característico de un suelo poco arcilloso.

**Tabla 3***Clasificación de un suelo según su índice de plasticidad*

Índice de Plasticidad	Plasticidad	Característica
IP > 20	Alta	Suelos muy arcillosos
7 < IP ≤ 20	Media	Suelos arcillosos
IP ≤ 7	Baja	Suelos poco arcillosos
IP = 0	No Plástico =NP	Suelos exentos de arcilla

Fuente: Tomado del MTC 2014:32.

La plasticidad, de acuerdo con Crespo (2004), es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable.

**1.2.8.2. Índice de contracción**

Este parámetro sirve para evaluar el potencial de contracción de un suelo. Se cuantifica como la diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción.

$$IC = LP - LC \dots (2)$$

Donde:

LP: límite plástico

LC: límite de contracción

El potencial de cambio de volumen de un suelo puede estimarse aproximadamente a partir del índice de plasticidad y el límite de contracción.

**Tabla 4***Cambio volumétrico de un suelo en función de su índice de plasticidad y límite de contracción*

Cambio de Volumen	Índice de plasticidad		Límite de contracción
	Región árida	Región húmeda	
Pequeño	0 -15	0 - 30	≥ 12
Pequeño a moderado	15 -30	30 - 50	10 – 12
Moderado a severo	≥ 30	≥ 50	≤ 10

Fuente: Tomado de Crespo 2004:86.

Crespo (2004) clasifica a un suelo desde bueno a muy pobre, en función de la variación de su grado de contracción.

**Tabla 5**

*Calidad de un suelo en función de su grado de contracción*

Grado de contracción (%)	Calidad de suelo
< 5	Bueno
5 a 10	Regular
10 a 15	Pobre
> 15	Muy pobre

Fuente: Tomado de Crespo 2004:82.

### 1.2.8.3. Índice de Liquidez

Peck et al. (1983) resaltan que la humedad natural de una arcilla es en sí una propiedad índice útil. Sin embargo, una de las propiedades características más importantes es el índice de liquidez, el cual tiene un mayor significado, ya que relaciona la humedad natural a los límites líquido y plástico. Los depósitos que tienen humedades cercanas al límite líquido son usualmente mucho más blandos que los que tienen humedades cercanas al límite plástico.

$$IL = (\omega_n - LP)/IP \dots(3)$$

Donde:

$\omega_n$  : contenido de humedad natural

LP: límite plástico

IP: índice de plasticidad

En los suelos plásticos, según Crespo (2004), el índice de liquidez es indicativo de la historia de los esfuerzos a los que ha estado sometido el suelo. Además, si la humedad inicial de un suelo corresponde a un índice de liquidez igual a 0.2 o más, el suelo, aun siendo altamente plástico, tendrá poca o nula expansión.

Los valores del límite líquido y límite plástico, junto con el contenido de humedad natural, de acuerdo con Bowles (1997), son útiles para predecir si una masa de suelo cohesivo está preconsolidada o sobreconsolidada.

**Tabla 6***Estado del depósito de una arcilla en función de su índice de liquidez*

Condicion	IL	Estado del deposito de arcilla
Si $\omega_n$ es menor que el LP	$IL < 0$	Fuertemente sobreconsolidado
Si $\omega_n$ es cercano al LP	$IL \approx 0$	Sobreconsolidado
Si $\omega_n$ está entre el LP y el LL	$0 < IL < 1$	Ligeramente sobreconsolidado
Si $\omega_n$ es cercano al LL	$IL \approx 1$	Normalmente consolidado
Si $\omega_n$ mayor que el LL	$IL > 1$	A punto de ser un líquido viscoso

Fuente: Adaptado de Bowles 1997:25.

**1.2.8.4. Índice de consistencia relativa**

Este índice es útil en el estudio del comportamiento en campo de suelos de grano fino saturados y se puede calcular como:

$$CR = \frac{LL - \omega_n}{IP} \dots (4)$$

Donde:

 $\omega_n$  : contenido de humedad natural

LP: límite plástico

IP: índice de plasticidad

Crespo (2004) indica que índices de consistencias relativas muy cercanas a cero indican un suelo con esfuerzo a ruptura a compresión axial no confinada ( $q_u$ ) comprendido entre 0.25 y 1 kg/cm<sup>2</sup>. Si la consistencia relativa es aproximadamente igual a 1, el  $q_u$  puede estar comprendido entre 1 y 5 kg/cm<sup>2</sup>.

Para Fratelli (1993) la consistencia de un suelo arcilloso varía desde dura, hasta fluida, dependiendo de su contenido de humedad natural.

**Tabla 7***Consistencia de un suelo en función de su índice de consistencia relativa*

<b>Consistencia del suelo</b>	<b>CR</b>	<b>Característica</b>
<b>cohesivo</b>		
Dura	> 0.8	Se puede penetrar solo con instrumentos filosos; el suelo forma terrones que ofrecen gran dificultad a ser pulverizados
Muy firme	0.65 a 0.8	Se penetra con gran esfuerzo
Firme	0.50 a 0.65	Se penetra a mano con dificultad
Mediana	0.35 a 0.5	Difícilmente moldeable
Blanda	0.2 a 0.35	Se moldea fácilmente a mano
Muy blanda	0 a 0.2	Se escurre entre los dedos cuando se la presiona
Fluida	< 0	Suelo saturado, se comporta como líquido viscoso

Fuente: Adaptado de Fratelli 1993:28.

**1.2.9. Clasificación de los suelos**

Campos y Guardia (2005) se indican que: debido a la gran variedad de suelos que pueden encontrarse en la corteza terrestre es que se han desarrollado varios sistemas de clasificación para poder identificarlos, elaborados de acuerdo a la aplicación que se les da a los mismos. El clasificar un suelo consiste en agrupar al mismo en grupos y/o subgrupos de suelos que presentan un comportamiento semejante con propiedades ingenieriles similares.

En este capítulo se analizarán el sistema de clasificación Unificado SUCS y el sistema de clasificación AASHTO, que son los sistemas de clasificación más utilizados por la mayor parte de los ingenieros de todo el mundo.

**1.2.9.1. Sistema Unificado de clasificación de Suelos (SUCS)**

Este sistema de clasificación lo propuso originalmente Arthur Casagrande en 1942 y más tarde lo revisó y adoptó el United States Bureau of Reclamation (USBR) y el US Army Corps of Engineers (USACE). En la actualidad el sistema se utiliza prácticamente en todo el trabajo geotécnico. En el Sistema Unificado se utilizan los siguientes símbolos para fines de identificación:

**Tabla 8***Símbolos para fines de identificación de suelos en el Sistema Unificado*

<b>Símbolo</b>	<b>Descripción</b>
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
O	Limos orgánicos y arcilla
H	Alta plasticidad
L	Baja plasticidad
W	Bien graduado
P	Mal graduado
Pt	Turba y suelos altamente orgánicos

Fuente: Tomado de Das 2012:19.

Esta clasificación divide a los suelos en tres grupos principales, estos son:

- Suelos de grano grueso
- Suelos de grano fino
- Suelos orgánicos

El tamiz determinante del tamaño de suelos gruesos y finos es el tamiz N°200; las fracciones del suelo que son retenidas en este tamiz corresponden a suelos gruesos y las fracciones que lo pasan se consideran suelos finos. De esta forma (Fonseca, 2008) se considera que un suelo es grueso si más del 50% de las partículas del mismo son retenidas en el tamiz N°200 y fino si más del 50% de sus partículas son menores que dicho tamiz.

Tabla 9

## Símbolos de Sistema unificado de clasificación de suelos

DIVISIONES PRINCIPALES		Símbolos del grupo	NOMBRES TÍPICOS	IDENTIFICACIÓN DE LABORATORIO			
SUELOS DE GRANO GRUESO	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz número 4 (4,76 mm)	Gravas limpias	GW	Gravas, bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz número 200), los suelos de grano grueso se clasifican como sigue:  Cu= $D_{60}/D_{10}>4$ Cc= $(D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$ entre 1 y 3  No cumplen con las especificaciones de granulometría para GW.  Límites de Atterberg debajo de la línea A con IP<4. Encima de línea A con IP entre 4 y 7 son casos límite que requieren doble símbolo.  Límites de Atterberg sobre la línea A con IP>7.		
		(sin o con pocos finos)	GP	Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.			
		Gravas con finos	GM	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.			
		(apreciable cantidad de finos)	GC	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.			
	ARENAS Más de la mitad del material retenido en el tamiz número 200 (4,76 mm)	Arenas limpias	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	<5% -> GW, GP, SW, SP. >12% -> GM, GC, SM, SC.  5 al 12% -> casos límite que requieren usar doble símbolo.  Límites de Atterberg debajo de la línea A con IP<4. Los límites situados en la zona rayada con IP entre 4 y 7 son casos intermedios que precisan de símbolo doble.  Límites de Atterberg sobre la línea A con IP>7.		
			(pocos o sin finos)	SP		Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.	
		Arenas con finos (apreciable cantidad de finos)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.			
			SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.			
			Limos y arcillas:			ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas, o limos arcillosos con ligera plasticidad.
			Limos y arcillas:			CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.
SUELOS DE GRANO FINO	Limos y arcillas:	OL	Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.				
		MH	Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.				
		CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.				
	Limos y arcillas:	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.				
		PT	Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.				
Suelos muy orgánicos							



Fuente: Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)

### 1.2.9.1.1. Criterios para la Clasificación “SUCS” según Resultados Obtenidos por Medio de Ensayos de Laboratorio

Martínez (2003) indica lo siguiente:

**Suelos de Grano Grueso** (más del 50% será retenido por la malla N° 200)

**Distinción entre grava y arena (G, S)** > 50% retenido por la malla N° 4 (4.75 mm) G. < 50% retenido por la malla N° 4 (4.75 mm) S.

**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% símbolos mixtos: por ejemplo, GW + GP.

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

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \dots (20)$$

Debe ser > que 3 para GW o SW

**Coefficiente de graduación. (Cc)**

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}} \dots \dots (21)$$

Debe estar entre 1 y 3, entonces será GW y SW; Será GP y SP, si no cumplen con este requisito.

**Suelos de grano grueso con finos (GM, GC, ó SM, SC)****Se toma en cuenta los límites:****Para GM Y SM (Suelos limosos):**

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

**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 utilizando la carta de plasticidad.

**Grupo CL y CH (constituido por arcilla inorgánica)**

El grupo CL comprende a la zona sobre la línea "A" LL < 50 % y IP > 7 %

El grupo CH comprende a la zona arriba de "A" LL < 50 %

**Grupo ML y MH (limos inorgánicos)**

El grupo ML comprende a la zona bajo la línea "A" con IP < 4 %.

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.

### 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.

### 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".

De la carta de plasticidad:

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 orgánico de baja plasticidad

OH: Limo orgánico de alta plasticidad

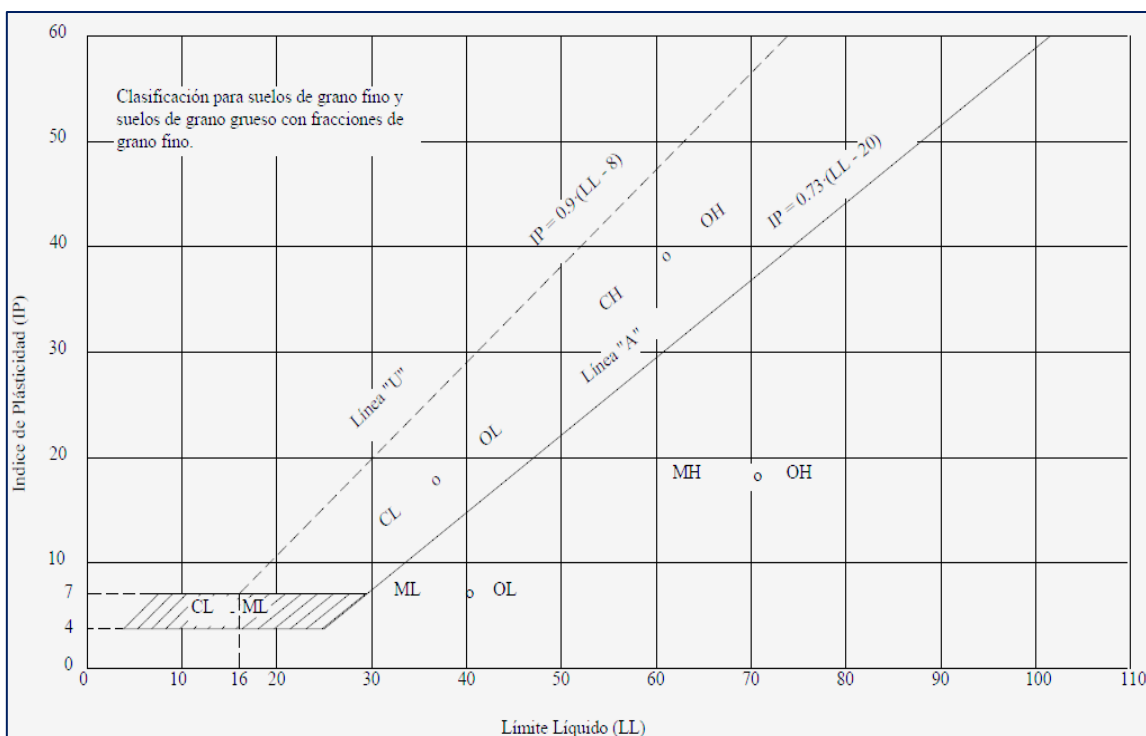


Figura 10: Carta de Plasticidad. (Norma ASTM, 2003)

### **1.2.9.2. Clasificación AASHTO (ASTM D-3282)**

Campos y Guardia (2005) clasifican a los suelos en tres principales categorías:

#### **1.2.9.2.1. Suelos granulares**

Son suelos cuyo porcentaje que pasa el tamiz N° 200 es menor o igual al 35% del total de la muestra. Estos suelos constituyen los grupos A-1, A-2 y A-3.

#### **1.2.9.2.2. Suelos limo-arcilla o material fino**

Son suelos cuyo porcentaje que pasa el tamiz N° 200 es mayor al 35% del total de la muestra. Estos suelos constituyen los grupos A-4, A-5, A-6 y A-7.

#### **1.2.9.2.3. Suelos orgánicos**

Son los suelos que están constituidos principalmente por materia orgánica. Este tipo de suelos constituye el grupo A-8.

Establece un rango del índice de plasticidad que diferencia a los suelos limosos de los suelos arcillosos.

El término limoso es aplicado a la fracción fina del suelo que tiene un índice de elasticidad de 10 o menos.

El término **arcilloso** es aplicado cuando la fracción fina tiene un índice de plasticidad de 11 o más.

### **1.2.10. Índice de Grupo**

Martínez (2003) nos indica lo siguiente: Los siete grupos básicos se han dividido en subgrupos con un índice de grupo, 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 de cimiento del LL e IP y disminución en el % de material grueso. Se obtiene mediante el uso de una fórmula para índice de grupo basado en la granulometría y los límites (LL – IP) del suelo.

La fórmula del índice de grupo es la siguiente:

Queda definido según la ecuación:

$$IG=0.2a+0.005ac+0.01bd \dots (22)$$

$$IG=(F-35)[0.2+0.005(LL-40)]+0.01(F-15)(IP-10) \dots (23)$$

a: Porción de porcentaje que pasa el tamiz N° 200 mayor del 35% expresada como número entero positivo.

b: Porción de porcentaje que pasa el tamiz N° 200 mayor del 15% expresada como número entero positivo.

c: Porción numérica del límite líquido mayor de 40 y que no exceda de 30 número entero.

d: Porción numérica del IP mayor de 10 y que no exceda de 30 número entero.

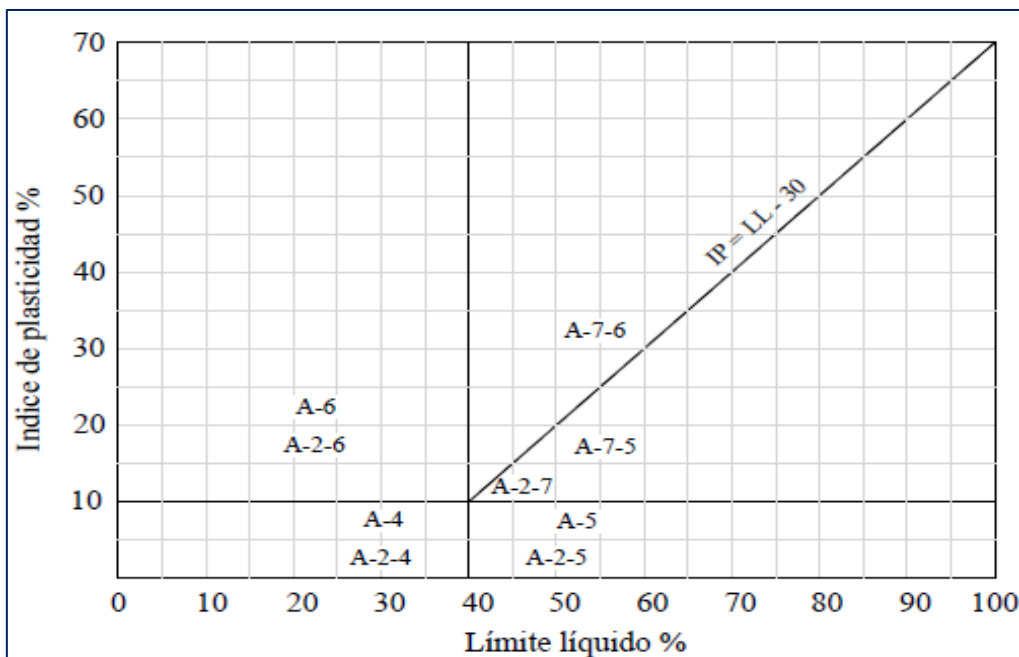
El índice de grupo se expresa en un paréntesis después del número del grupo, por ejemplo, A – 6 (7). La clasificación de las subrasantes en términos del IG es la Siguiete:

Excelente: A – 1 (0)

Buena: IG de 0 a 1

Regular: IG de 2 a 4

Mala: IG de 5 a 9



**Figura 11:** Variación del Límite Líquido e Índice de Plasticidad. (Norma ASTM, 2003)

Tabla 10

## Clasificación de los suelos Sistema AASHTO

Clasificación general	Materiales Granulares 35% o menos del total de la muestra pasa el tamiz N° 200							
Clasificación de grupo	A-2							
	A-1	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Análisis por tamices (Porcentaje que pasa por los tamices):								
N° 10 (2.00 mm.)		50 max						
N° 40 (0.425 mm.)		30 max	50 max	51 min				
N° 200 (0.075 mm.)		15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max
Características de la fracción que pasa por el tamiz N° 40								
Límite líquido		7 max		NP	40 max	41 min	40 max	41 min
Índice de plasticidad					10 max	10 max	11 min	11 min
Tipos de materiales significativos constituyentes		Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Grava o arena limosa o arcilla			
(a)								
Clasificación general	Materiales limo - arcilla Mas del 35% del total de la muestra pasa por el tamiz N° 200							
Clasificación de grupo	A - 7							
	A-4	A-5	A-6	A-7	A-7-5 <sup>a</sup>	A-7-6 <sup>b</sup>		
Análisis por tamices (porcentaje que pasa por el tamiz N° 200 (0.075 mm.))	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.		
Características de fracción que pasa por N° 40 (0.425 mm.)								
Límite líquido	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	41 min.	41 min.		
Índice de plasticidad	10 máx.	10 máx.	11 min	10 máx.	11 min	11 min.		
Tipos de materiales constituyentes significativos	Suelos limoso		Suelo arcillo					
Relación general como subgrado	Regular a pobre							
<sup>a</sup> Para A-7-5, $I_p \leq L_L - 30$								
<sup>b</sup> Para A-7-6, $I_p > L_L - 30$								

Fuente: Norma ASTM, 2003

### **1.2.11. Exploración de Suelos**

Braja (2001) nos señala que: el proceso de identificar las capas o estratos de depósitos que subyacen bajo una estructura propuesta y sus características físicas se denomina exploración del subsuelo. A continuación, se tiene algunas consideraciones.

#### **1.2.11.1. Métodos de exploración de Suelos**

Brazelton y Hanson (2004) nos indican lo siguiente: para que el ingeniero pueda proyectar una cimentación inteligentemente, debe tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y disposición de los materiales del subsuelo. A las operaciones de campo y de laboratorio necesarias para obtener esta información esencial se les llama exploración del suelo o programa de exploración. Debido a lo complejo de los depósitos naturales, ningún método de exploración es el mejor para todos los casos.

El método que más se adapta a una variedad de condiciones consiste en hacer sondeos en el terreno y extraer muestras para su identificación y, en algunos casos, para hacerles pruebas. Para sondear, comúnmente se usan varios métodos. De la misma manera se dispone de una variedad de métodos de muestreo. La elección depende de la naturaleza del material y del objeto del programa de exploración.

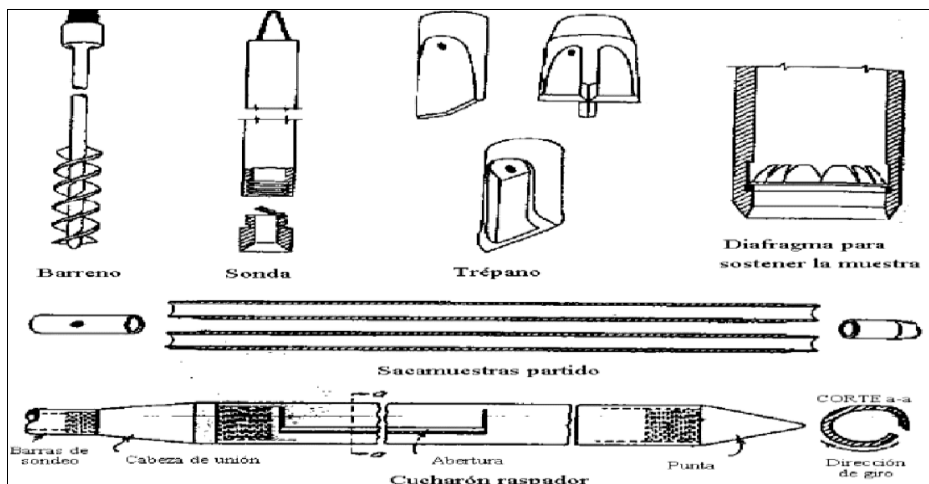
##### **1.2.11.1.1. Pozos a Cielo Abierto**

Tomlinson (2002) nos describe lo siguiente: proporcionan una visión clara de la estratificación de los suelos y de la presencia de cristales o bolsas de material más débil. Facilitan la toma de muestras de suelo cortadas a mano, evitando la alteración. Son especialmente valiosos para investigar la naturaleza del material de relleno, ya que la capa de depósitos sueltos o material deteriorado se pueden reconocer en seguida.

##### **1.2.11.1.2. Perforaciones**

Martínez (2003) no indica lo siguiente: normalmente en estos sondeos exploratorios, la muestra de suelo obtenida es completamente alterada (excepto cuando se emplee equipo muy especial) las perforaciones pueden ser llevadas a cabo en estado seco, así como mediante el método lavado. Las herramientas para sondeo exploratorios por rotación son barrenos helicoidales (mayormente en perforaciones secas) o barrenos de perforación (herramienta de ataque). En ciertos casos, hay que emplear un sondeo entubado (en suelo

muy suelto) para el muestreo se utiliza herramientas especiales, como las cucharas muestreadoras. Cuando un sondeo alcanza una capa de roca más o menos firme, no es posible lograr penetración mediante herramientas arriba mencionadas, si no se ha de recurrir a herramientas diferentes (brocas de cincel, brocas de diamante, etc.)



**Figura 12:** Herramientas para sondeos por perforación. (Juárez y Rico, 1992)

Ministerio de vivienda (2006) describe que: la profundidad de exploración está definida por la profundidad del suelo afectado por las presiones de soporte de la cimentación.

Se determina de la siguiente manera: EDIFICIO SIN SÓTANO:  $p = Df + Z$  EDIFICIO CON SÓTANO:  $p = h + Df + Z$

### 1.2.12. Toma de Muestras (para ensayos de laboratorio)

Martínez (2003) nos indica lo siguiente:

#### 1.2.12.1. 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 compactación 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.

### 1.2.12.2. 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. Sin embargo, en pozos a cielo abierto no es problemático sacar las muestras inalteradas, para este propósito se puede utilizar un cilindro de acero de la forma siguiente: La muestra inalterada se obtendrá también cortando cubos mediante un cuchillo longitudinal de arista del cubo  $\pm 15$  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 muestreador este debe taparse a ambos extremos.

**Tabla 11**

#### *Tipos de muestras*

Tipo de muestra	Norma Aplicable	Formas de obtener y transportar	Estado de la muestra	Características
Muestra inalterada en bloque (Mib)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y	Bloques	Inalterada	Deben mantenerse inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del suelo en
	Transporte de Muestras de Suelos			su estado natural al momento del muestreo. (Aplicable solamente a suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares finos suficientemente cementados para permitir su obtención).
Muestra inalterada el tubo de pared delgada (Mit)	NTP 339.169 (ASTM D1587) Muestreo Geotécnico de Suelos con tubo de Pared Delgada	Tubos de pared delgada		
Muestra alterada en bolsa de plástico (Mab)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Con bolsas de plástico	Alterada	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.
Muestra alterada para humedad en lata sellada (Mah)	NTP 339.151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	En lata sellada	Alterada	Debe mantener inalterado el contenido de agua

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050

### **1.2.13. Esfuerzo de Corte en los Suelos**

Berry (1994) nos indican que la resistencia al corte de un suelo determina factores tales como la estabilidad de un talud, la capacidad de carga admisible para una cimentación y el empuje de un suelo contra un muro de contención. El conocimiento de la resistencia al corte es requisito indispensable para cualquier análisis relacionado con la estabilidad de una masa de suelo.

### **1.2.14. Mecánica de suelos**

Es la ciencia que se encarga de la descripción, estudio y comportamiento físico-resistente del suelo frente a las variaciones de humedad y cargas aplicadas en trabajos de ingeniería civil. Incluye la exploración subterránea mediante sondeos de 0 a 60 m de profundidad y la aplicación de las leyes de la Mecánica y la Hidráulica en los problemas teórico práctico de laboratorio y de campo.

### **1.2.15. Zonificación**

Consiste en la limitación de determinados sectores y su afectación por determinados usos para cumplir el objeto.

La limitación de usos antes indicada no debe entenderse como una restricción absoluta, sino como un conjunto de recomendaciones tendientes a evitar la interferencia de actividades.

### **2.2.16. Cimentaciones**

La cimentación es la parte de un sistema estructural que tiene como fin transmitir las cargas que se ejercen sobre ella y la carga de su propio peso hacia el terreno o roca. Los esfuerzos resultantes en el suelo (a excepción de la superficie del terreno) se suman a los ya existentes en la masa de tierra causados por su propio peso e historia geológica.

Se utiliza comúnmente el término superestructura para definir a la porción de éste sistema el cual es quien brinda las cargas que la cimentación ha de soportar (o también llamada sub estructura). Sin embargo, éste término es particular sólo de las construcciones de edificios o puentes, por lo que es más preciso definir a la cimentación como la parte del sistema que traspa los componentes de carga al terreno. (Bowles, 1997, pág. 1) En muchos casos, los cimientos no solo transmiten compresiones, sino que, mediante esfuerzos de rozamiento y

adherencia, llegan a soportar cargas horizontales y de tracción, anclando el edificio al terreno, si fuese necesario. Además de sus funciones principales los cimientos han de cumplir otros propósitos:

- Ser suficientemente resistentes para no romper por cortante.
- Soportar los esfuerzos de flexión que produce el terreno, para lo cual en general se dispondrán armaduras en su cara inferior, que absorberán las tracciones.
- Acomodarse a posibles movimientos del terreno.
- Soportar las agresiones del terreno y del agua y su presión, si la hay.

### **1.2.16.1. Tipos de Cimentaciones**

Los cimientos pueden clasificarse en cimentaciones propiamente dichas, anclajes y muros-pantalla. Las primeras transmiten al terreno principalmente esfuerzos de compresión y momentos flectores y se dividen atendiendo a su profundidad, contada siempre desde la línea de cota de la obra, en directas o superficiales, cimentaciones en pozo y cimentaciones profundas. Los anclajes transmiten tensiones de tracción.

Conceptualmente, los muros-pantalla destinados a la contención de tierras en excavaciones de sótanos suelen considerarse dentro de la categoría de las cimentaciones aunque su función primordial no sea la transmisión de esfuerzos al terreno.

### **1.2.16.2. Clasificación de cimentaciones**

La cimentación puede clasificarse atendiendo a la profundidad a la que se realiza (Figura 3). La diferenciación se plantea en función de la esbeltez de la cimentación. Así, si llamamos  $D$  a la profundidad a la que se encuentra el contacto entre la cimentación y el terreno y  $B$  la dimensión menor de la cimentación en planta, éstas se pueden clasificar :

- Cimentación superficial o directa:

$$D/B < 4$$

$$D < 3 \text{ m}$$

- Cimentación semiprofunda o pozos:  $4 \leq$

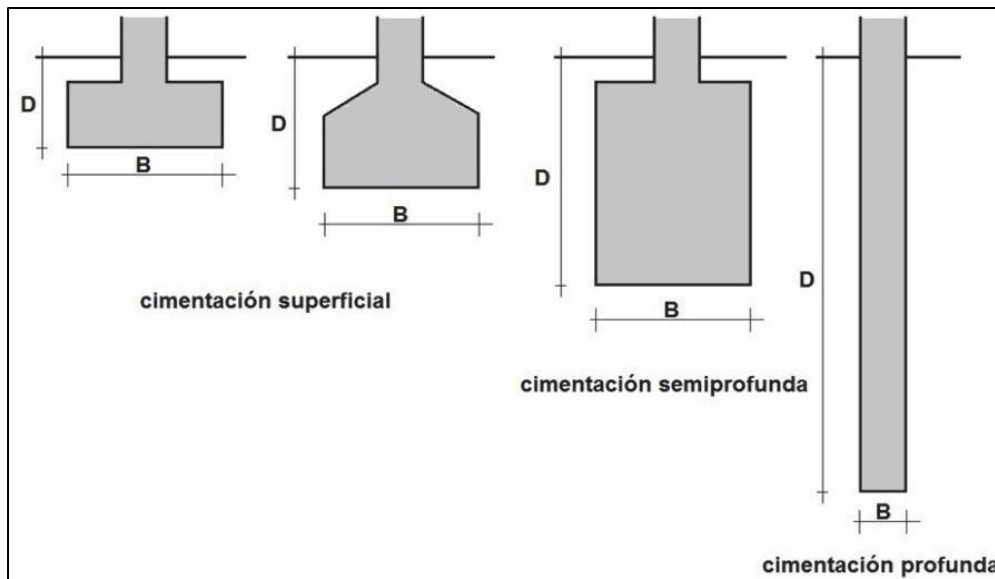
$$D/B \leq 8$$

$$3 \text{ m} \leq D \leq 6 \text{ m}$$

- Cimentación profunda o pilotaje:

$$D/B > 8$$

$$D > 6 \text{ m}$$



**Figura 13.** Clasificación de las cimentaciones en función de la profundidad de apoyo

Existen distintos tipos de cimentaciones superficiales, tal y como se aprecia en la Figura 14.



**Figura 14.** Algunos tipos de cimentaciones superficiales.(Imagen elaborada en: <http://www.generadordeprecios.info/>)

En la Tabla 12 se ha asignado a cada cimiento directo el tipo de elemento estructural al que sirve de cimentación.

**Tabla 12***Tipología de cimiento y elemento estructural más usual al que sirve de cimentación*

<b>Tipo de cimiento directo</b>	<b>Elementos estructurales más usuales a los que sirve de cimentación</b>
<b>Zapata aislada</b>	Pilar aislado, interior, medianero o de esquina
<b>Zapata combinada</b>	Dos o más pilares contiguos
<b>Zapata corrida</b>	Alienaciones de tres o más pilares o muros
<b>Pozo de cimentación</b>	Pilar aislado
<b>Emparrillado</b>	Conjunto de pilares y muros distribuidos, en general, en retícula
<b>Losa</b>	Conjunto de pilares y muros

Fuente : UPV España

**1.2.16.3. Criterios de elección del tipo de cimentación**

El tipo de cimentación se selecciona en función el tipo de terreno, del tipo de estructura y de la interacción con los edificios próximos. El terreno influye por su capacidad portante, por su deformabilidad, por la existencia de nivel freático, por su excavabilidad o alterabilidad, entre otros. En el tipo de estructura son determinantes las cargas, las tolerancias a los asentos y la presencia de sótanos. Son muy susceptibles aquellos edificios cercanos antiguos con cimentación somera o cuando las cargas van a ser muy diferentes entre los edificios próximos.

**1.2.16.3.1. Cimentación por zapatas:**

Constituye la solución tradicional por economía y facilidad de ejecución. Es una buena solución cuando la resistencia del terreno es de media a alta, sin estratos blandos interpuestos. Es la cimentación ideal si el terreno presenta una cohesión suficiente para mantener verticales las excavaciones, no existe afluencia de agua y el nivel de apoyo se encuentra a menos de 1,5 m, si bien se puede rellenar la diferencia con un hormigón pobre en el caso de mayores profundidades. En edificios ligeros y muros de carga se utilizaban zapatas de hormigón en masa, si bien hoy día se realizan con hormigón armado. Cada pilar asienta de forma independiente sobre cada zapata. Como inconveniente cabe citar la escasa resistencia a giros y a desplazamientos horizontales, que pueden resolverse con riostras, zapatas combinadas o vigas de cimentación.

#### **1.2.16.3.2. Cimentación por losa:**

Se utiliza en terrenos menos resistentes o heterogéneos, especialmente para tensiones admisibles menores a  $0,15 \text{ N/mm}^2$ . Es económica si la superficie de la cimentación supera la mitad de la extensión que ocupa el edificio. Una ventaja adicional es que anula o reduce los asientos diferenciales. Asimismo, se aconseja cuando el edificio presenta un sótano bajo el nivel freático, combinado con muros- pantalla. La facilidad constructiva sugiere losas de canto constante, salvo en edificios con zonas cargadas de forma diferente para garantizar la compatibilidad de las deformaciones.

#### **1.2.16.3.3. Cimentación por pilotaje**

Cuando el apoyo no existe a una profundidad alcanzable mediante zapatas o pozos, normalmente más de 5 m. Los pilotes reducen los asientos de la estructura, cuando la permeabilidad u otras condiciones del terreno impiden la ejecución de cimentaciones superficiales, existen cargas muy fuertes o concentradas o bien se pretende evitar la influencia sobre cimentaciones adyacentes.

En cuanto a criterios económicos, para un mismo edificio cimentado sobre suelos de distintas características, se puede decir “grosso modo” que las zapatas son la solución menos costosa, frente a los pozos de cimentación, que pueden ser un 50% más caros para una profundidad de 3 m y las losas, tres veces más caras. En el caso de pilotes, suponiendo una longitud de 11 m, el precio puede superar casi seis veces al de las zapatas aisladas

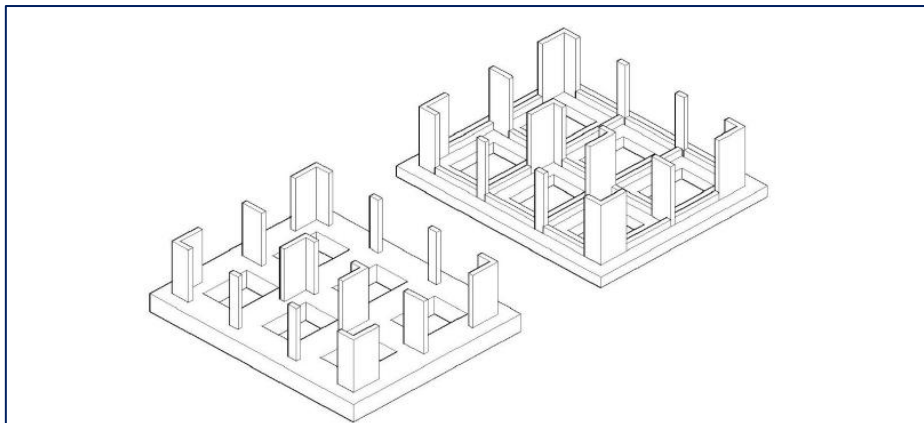
#### **1.2.16.3.4. Cimentaciones superficiales**

Según la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones menciona que se les conoce como cimentaciones superficiales a aquellas cuya relación de profundidad de desplante  $D_f$  entre el ancho sea menor o igual (5); entre estas cimentaciones superficiales se encuentra las zapatas concéntricas, zapatas conectadas, zapatas combinadas, zapatas continuas y plateas de cimentación. Estos son elementos estructurales, por lo general, de forma cuadrada o rectangular, a veces circular, cuya misión es transmitir las cargas de la estructura al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su esfuerzo admisible.

#### **1.2.16.3.5. Emparrillado de cimentación**

Según Meli (1985), un emparrillado de cimentación está conformado por zapatas continuas. Se emplea cuando la capacidad admisible del terreno es muy bajo o cuando presenta heterogeneidad, lo que hace es proveer que se produzca asentamientos diferenciales importantes.

El emparrillado de cimentación consiste en varias zapatas continuas en los ejes X y Y, donde puede ser con viga rígida o sin viga rígida, en otras ocasiones pueden ser mixtas.

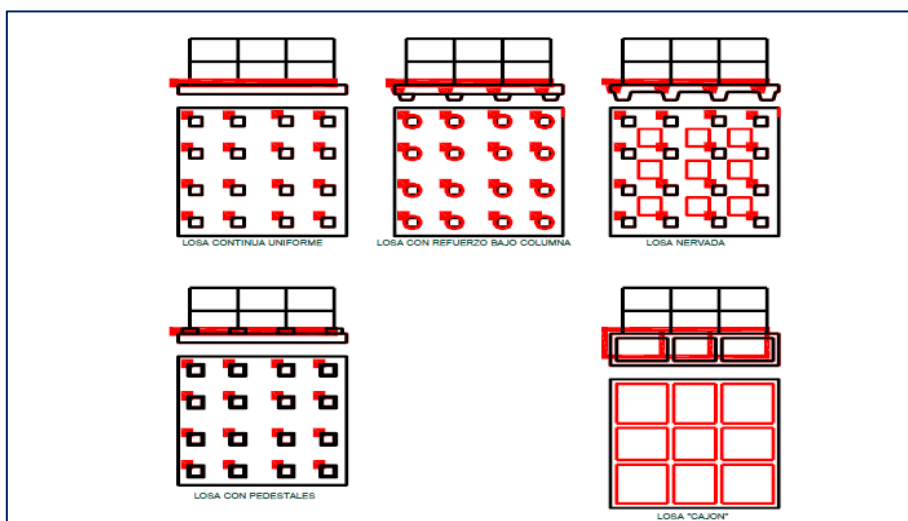


**Figura 15:** Tipos de emparrillado de cimentación. (Fuente: Morales Curo 2018)

### 1.2.16.3.6. Plateas de cimentación

Una platea de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas. Terzaghi (1973) menciona que cuando las cargas de un edificio son tan pesadas o la presión admisible en el suelo es tan baja, las dimensiones de las zapatas de las columnas y muros son tan grandes, de forma que se llega a superar un área mayor al 50% de área a construir, para ello se optará una platea de cimentación.

Existen varios tipos de plateas de cimentación, para la presente tesis se efectuó el diseño de plateas de cimentación como diseño de losa de espesor uniforme, diseño de losa con vigas peraltadas hacia arriba.



**Figura 16:** Tipos de plateas de cimentación. (Fuente: Extraído de Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das).

### 1.2.17. Capacidad Última de Carga

Juárez y Rico (1992), nos describen que el asentamiento se incrementa bajo una carga aplicada gradualmente. Cuando la carga toma un valor de que se produce una falla súbita del suelo que lo soporta a la cimentación. Esta carga que se denomina “capacidad de carga última de la cimentación”. Se presentan 3 tipos de fallas por corte:

#### 1.2.17.1. Falla general por corte

Es un tipo de falla súbita del suelo, que va acompañada por una falla en la superficie del terreno, se presenta en arenas densas o arcillas duras.

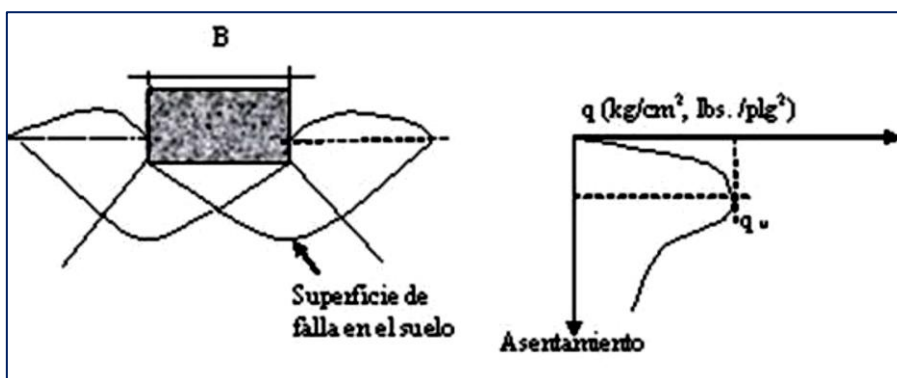


Figura 17: Falla Local por Corte. (Vesic, 1973)

#### 2.2.17.2. Falla de Corte por Punzonamiento.

En arenas sueltas o arcillas blandas, la superficie de falla no se extenderá a la superficie del terreno, para valores de carga más grandes que, la gráfica de carga vs asentamiento tendrá una fuerte pendiente y será prácticamente lineal.

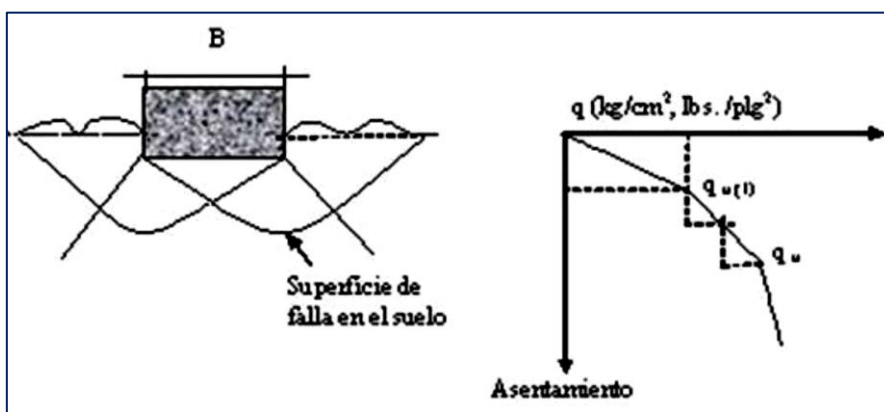


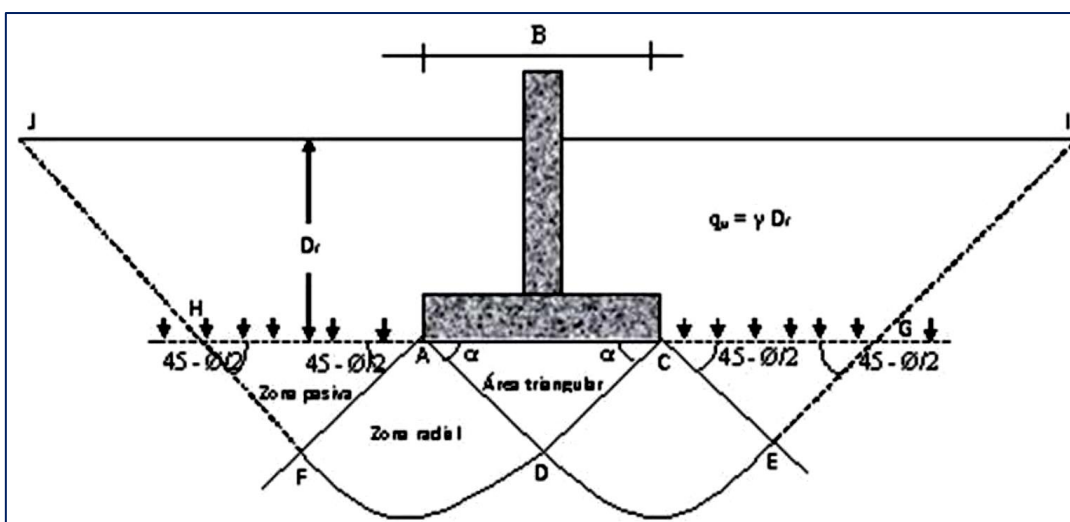
Figura 18: Falla de Corte por Punzonamiento. (Vesic, 1973)

### 1.2.18. Teoría de la Capacidad de Carga de Terzaghi

Braja (2001) sostiene que, Terzaghi (1943), presentó su teoría para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales.

Condiciones, para que se considere una cimentación superficial es que:  $D_f \leq B$ , Otros investigadores  $D_f = 3$  ó  $4$  veces el ancho de la cimentación. Donde. -  $D_f$ : profundidad de desplante y  $B$ : ancho de la cimentación.

Terzaghi sugirió para una cimentación corrida ( $B/L \rightarrow 0$ ), La superficie de falla se considera según la mostrada en la figura 19. El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobre carga equivalente efectiva.



**Figura 19:** Falla por Capacidad de Carga en un Suelo bajo una Cimentación Rígida Corrida. (Terzaghi, 1943)

Se supone que los ángulos  $CAD$  ( $\alpha$ ) y  $ACD$  ( $\alpha$ ) son iguales al ángulo de fricción interna del suelo, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente ( $q$ ), la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies de falla  $GI$  y  $HJ$  fue despreciada.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última para los casos siguientes:

**Caso de la falla general:**

**Para cimentación corrida:**

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \dots (26)$$

Donde:

$c$ : es la cohesión del suelo,  $\gamma$  es el peso específico del suelo,

$q$ : es la sobre carga,

$N_c, N_q, N_\gamma$  (ver tabla N° 13): son los factores de corrección por capacidad de carga que están en  $f(\Phi)$ .

Los factores de capacidad de carga,  $N_c, N_q, N_\gamma$  se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$N_c = \cot \phi \left[ \frac{e^{2 \left( \frac{3\pi}{4-\phi} \right) \text{tg } \phi}}{2 \cos^2 \left( \frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right] = \cot \phi (N_q - 1) \dots \dots \dots (27)$$

$$N_q = \frac{e^{2 \left( \frac{3\pi}{4-\phi} \right) \text{tg } \phi}}{2 \cos^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} \dots \dots \dots (28)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi \dots \dots \dots (29)$$

Donde:  $K_p \gamma$  es el Coeficiente de empuje pasivo de la tierra.

**Para cimentación cuadrada:**

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \dots (30)$$

**Para cimentación circular:**

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \dots (31)$$

Tabla 13

Factores de Capacidad de Carga de Terzaghi

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
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. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones.

**Caso de la falla Local:**

Terzaghi Sugirió modificaciones a las ecuaciones (26), (30) y (31), de la siguiente manera:

**Para cimentación corrida:**

$$q_u = \frac{2}{3}cN'_c + qN'_q + 0.5\gamma BN'_\gamma \dots (32)$$

**Para cimentación cuadrada:**

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \dots (33)$$

**Para cimentación circular:**

$$q_u = 0.867cN'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \dots (34)$$

Donde:

c: es la cohesión del suelo

 $\gamma$ : es el peso específico del suelo,

q: es la sobre carga

$N'_c$ ,  $N'_q$ ,  $N'_\gamma$  son factores de capacidad de carga modificada que están en función de  $\phi$  calculándose a partir de las ecuaciones (27), (28) y (29), reemplazando  $\phi$  por  $\phi' = tg^{-1}\left(\frac{2}{3}tg\phi\right)$ . La variación de  $N'_c$ ,  $N'_q$ ,  $N'_\gamma$ , con el  $\phi$  se presentan en la tabla (Nº 14).

**Tabla 14**

*Factores de Carga Modificados de Terzaghi  $N'_c$ ,  $N'_q$ ,  $N'_\gamma$*

$\phi$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$	$\phi$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$
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. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones.

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

### 1.2.18.1. Modificación de las Ecuaciones de la Capacidad de Carga por Presencia del Nivel Freático

Las ecuaciones anteriores se desarrollaron para determinar la capacidad de carga última con base en la hipótesis de que el nivel freático esté 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.

**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:

$$q = D_1 + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) \dots (35)$$

Donde:

$\gamma_{sat}$ : Es el Peso Específico saturado del suelo

$\gamma_w$ : Es el Peso específico del agua

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

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

**CASO II**

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

$$q = \gamma D_f \dots (36)$$

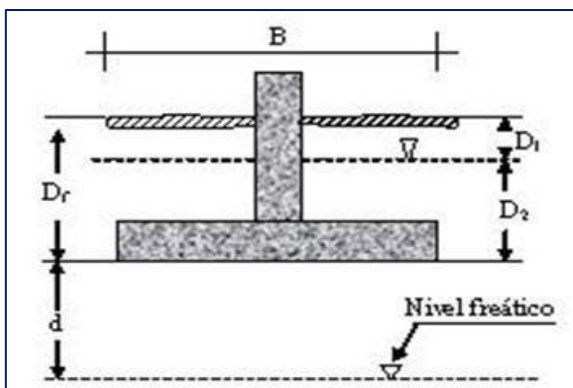
El factor  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones de la capacidad de apoyo debe reemplazarse por el factor:

$$\gamma = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma') \dots (37)$$

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

**CASO III**

Para un nivel freático se localiza de manera que el  $d > B$ , el agua no afectara la capacidad de carga ultima.



**Figura 20:** Esquema para la modificación de las ecuaciones de Terzaghi, con presencia del nivel freático. (Martínez Quiroz, Enrique Napoleón, 2016)

### 1.2.18.2. 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:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \dots (38)$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren usar un factor de seguridad de:

$$\text{Incremento neto} = \frac{\text{Capacidad de carga última neta}}{FS} \dots (39)$$

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por unidad de área de la cimentación que es soportada por el suelo en exceso de la presión causada por el suelo que la rodea en el nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto usado para la cimentación y el peso específico del suelo que la rodea se supone insignificante:

$$q_{neta(u)} = q_u - q \dots (40)$$

Donde:

$q_{neta(u)}$  : Es la capacidad de carga última neta.

Si sabemos que:  $q = \gamma D_f$

Entonces:

$$q_{n(u)} = \frac{q_u - q}{FS} \dots (41)$$

### 1.2.19. Teoría de la Capacidad de Carga según Meyerhof

Meyerhof (1963), propuso la ecuación general de capacidad de carga, puesto que las ecuaciones según la teoría de Terzaghi, son únicamente para cimentaciones corridas, cuadradas y circulares. Estos no se aplican al caso de cimentaciones rectangulares ( $0 < B/L < 1$ ). 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. Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Por lo tanto, la ecuación general tomaría todos estos factores.

$$qu = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 12\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} \dots (42)$$

Donde:

$c$ : Cohesión del suelo

$\gamma$ : 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)

$F_{cs} F_{qs} F_{\gamma s}$ : Factores de forma

$F_{qd} F_{\gamma d}$ : Factores de profundidad

$F_{ci} F_{qi} F_{\gamma i}$ : Factores por inclinación de carga

$N_c, N_q, N_\gamma$ : Factores de capacidad de carga

#### Factores de capacidad de carga:

Vesic (1973), de los estudios de Campo y laboratorio, sobre capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos según la teoría de Terzaghi parece afirmarse lo correcto. Sin embargo, el ángulo  $\alpha$  como se observa en la tabla N° 13, es más cercano a  $45^\circ + \phi/2$ , que a  $\phi$ , si se acepta esta afirmación, los valores de  $N_c, N_q, N_\gamma$  para un ángulo de fricción del suelo cambiará también respecto a los proporcionados en la tabla (N° 14). Factores de capacidad de carga: Con  $\alpha = 45^\circ + \phi/2$

Reissner (1924), presento la siguiente ecuación:

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) e^{\pi \tan \phi} \dots (43)$$

Prandt (1921), obtuvo la siguiente ecuación:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \dots (44)$$

Coquot, Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron la relación para  $N_\gamma$  según la siguiente ecuación:

$$N_{\gamma}=2(N_q+1)\tan\varphi \dots (45)$$

La variación de los factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna del suelo. Según la tabla N°15

### Factores de forma:

Beer y Hansen (1970), las siguientes ecuaciones fueron propuestas en base a extensos ensayos de laboratorio.

$$F_{cs}=1+\frac{B}{L}*\frac{N_q}{N_c} \dots (46)$$

$$F_{qs}=1+\frac{B}{L}\tan\varphi \dots (47)$$

$$F_{\gamma s}=1-0.4\frac{B}{L} \dots (48)$$

### Factores de Profundidad:

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

Condición (a):  $D_f/B \leq 1$

$$F_{cd}=1+0.4\frac{D_f}{B} \dots (49)$$

$$F_{qd}=1+2\tan\varphi(1-\sin\varphi)^2\frac{D_f}{B} \dots (50)$$

$$F_{\gamma d}=1 \dots (51)$$

Condición (b):  $D_f/B > 1$

$$F_{cd}=1+0.4\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) \dots (52)$$

$$F_{qd}=1+2\tan\varphi(1-\sin\varphi)^2\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) \dots (53)$$

$$F_{\gamma d}=1 \dots (54)$$

### Factores de Inclinación

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

$$F_{ci}=F_{qi}=\left(1-\frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2 \dots (55)$$

$$F_{\gamma i}=\left(1-\frac{\beta^\circ}{\varphi^\circ}\right)^2 \dots (56)$$

Nota: el factor  $\tan^{-1}(D_f/B)$  está en radianes.

$\beta$ : inclinación de la carga en la cimentación con respecto a la vertical

Tabla 15

## Factores de Capacidad de Carga

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan\phi$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan\phi$
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: BRAJA M. Das, Principio de Ingeniería de Cimentaciones

## 1.2.19.1. Modificaciones de la Ecuación de Meyerhof por presencia de Nivel Freático

Cuando el nivel freático esté o cerca de la cimentación, los factores  $q$  y  $\gamma$ , dados en la ecuación general de capacidad de carga, tendrá que modificarse.

Para condiciones de carga no drenada (concepto  $\phi = 0$ ) en suelos arcillosos, la ecuación de Meyerhof o ecuación general de capacidad de carga de apoyo, toma la forma de carga vertical.

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd} + q \dots (57)$$

$$q_{neta(u)} = q_u - q = cN_cF_{cs}F_{cd} \dots (58)$$

Skempton (1951), propuso una ecuación para la capacidad de carga última neta para suelos arcillosos (condición  $\phi = 0$ ), que es similar a la ecuación (58)

$$q_{neta(u)} = 5c(1 + 0.2\frac{D_f}{B})(1 + 0.2\frac{B}{L}) \dots (59)$$

## **CAPÍTULO II**

### **MATERIAL Y MÉTODOS**

La investigación se realizó en la Localidad de Villa Autónoma, Distrito de la Banda de Shilcayo, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

#### **2.1. Zona de Estudio**

La zona de estudio, se ubica en el Nor - Este del Perú, geográficamente se localiza entre las coordenadas 06° 28' 48.4" de Latitud Sur y 76° 21' 10.4" de Longitud Este.

Región	: San Martín
Provincia	: San Martín
Distrito	: La Banda de Shilcayo
Localidad	: Villa Autónoma
Longitud	: 76° 21' 10.4" Este
Latitud	: 06° 28' 48.4" Sur
Altitud	: 218 m.s.n.m
UTM Y	: 9283523
UTM X	: 0350398

#### **Límites de la Localidad de Villa Autónoma**

Por el Norte	: con el Distrito La Banda de Shilcayo
Por el Sur	: con el Distrito La Banda de Shilcayo
Por el Este	: con el Distrito La Banda de Shilcayo
Por el Oeste	: con el Río Shilcayo

#### **2.2. Materiales**

En el presente trabajo se realizó, utilizando los siguientes materiales:

##### **Planos utilizados**

- Plano de Ubicación del área de estudio.

- Plano Topográfico a curvas de nivel.
- Mapas de Levantamientos geológicos – INGEMMET.

### **Materiales experimentales – Campo.**

- Cajas de madera para muestras.
- Bolsas de plástico.
- Costales.
- Cintas de embalaje.
- Cintas de señalización.
- Wincha.

### **Materiales experimentales – Laboratorio.**

- Contenedores para las muestras de aluminio y lata.
- Guantes de cuero.
- Juego de tamices normalizados.
- Recipientes
- Plato de evaporación de porcelana de 120mm. de diámetro.
- Espátula hoja flexible de 20mm. de ancho y 70mm. de largo.
- Placa de vidrio esmerilado.
- Acanalador
- Probeta de 25mm. de capacidad.
- Aparato cono de arena
- Molde patrón de compactación de 6” de diámetro.

### **Instrumentos Bibliográficos**

<b>Ensayos Estándar</b>	<b>Norma Usada</b>
Contenido de Humedad Natural	ASTM D2216
Análisis Granulométrico por Tamizado	ASTM D422
Límite Líquido y Límite Plástico	ASTMD4318
Clasificación Unificada de Suelos	ASTM D2487
Peso Específico del Sólido	ASTM D854
Gravedad Específica de los Sólidos	ASTM D856

Densidad De Campo(Método De Cono De Arena) ASTM D1556

### **Ensayos especiales**

### **Norma usada**

Corte directo

ASTMD3080

Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050 (Suelos y Cimentaciones), Norma E.030 (Diseño Sismorresistente).

## **2.3. Equipos**

- Horno de secado, temperatura uniforme de  $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ .
- Balanza de 0.01 g de precisión
- Tamizador automático.
- Copa de Casagrande.
- Dispositivo de carga para ensayo de corte directo
- Equipo para el corte de la muestra.
- Deformímetros o diales.
- Cronómetro.

## **2.4. Metodología**

El desarrollo de la investigación se realizó considerando varios procesos campo y laboratorio.

### **2.4.1. Campo**

#### **Exploración de Suelos**

#### **Reconocimiento de Campo**

Se identificó la zona de estudio, para las excavaciones y determinación del perfil estratigráfico del suelo, se consideró 18 calicatas o pozos abiertos.

#### **Profundidad de Exploración**

Se determinó la profundidad utilizando la teoría de Boussinesq, con una profundidad de 1.50, la dimensión más pequeña de la superficie de carga (1.5 B), las presiones que se generan son del orden de la 1/10 parte de la presión generada en la superficie.

El terreno debe investigarse hasta esa profundidad, sin embargo, cuando el terreno es de buena calidad o roca, la profundidad es menor. Es por eso en el presente trabajo, que a la profundidad de 3.00 m, la carga se disipa en un orden menor al 10%.

De lo anterior para que se cumpla con estas condiciones, se tiene en la siguiente ecuación.

$$\sigma_z = q \cdot 4I$$

Y se determinaran las siguientes relaciones:

$$m = \frac{b}{z} \text{ y } n = \frac{a}{z}$$

Donde:

$\sigma_z$ : Tensión Vertical (kg/cm<sup>2</sup>).

q: Presión total de la cimentación (kg/cm<sup>2</sup>).

I: Factor de Influencia, f(m,n).

L: Longitud de la cimentación (m)

B: Ancho de la Cimentación (m).

Z: Profundidad de cimentación (m)

a: L/2

b: B/2

### **Calicatas**

Se realizaron 18 calicatas o pozos a cielo abierto, con una distribución conveniente para el área de estudio a una profundidad de 3.00 m. Las calicatas fueron realizadas según la Norma Técnica ASTM D 420, las cuales son aplicables a todos los Estudios de Mecánica de Suelos (EMS).

**Muestreo disturbado:** Se han recuperado muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelo encontrados durante las excavaciones, en cantidad suficiente o representativa (5 kg.), para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

**Muestreo inalterado:** Se han recuperado muestras inalteradas de las calicatas a una profundidad promedio de 3 metros y acondicionadas para el traslado al laboratorio.

**Registro de excavaciones:** Paralelamente se realizó el registro de las calicatas, anotándose las principales características de los tipos de suelo encontrado, tales como buzamiento, humedad, plasticidad, peso volumétrico, etc.

Las muestras llevadas al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de San Martín, fueron las más representativas y en las cantidades reglamentarias para cada tipo de material, escogidos luego del cuarteo respectivo.

Para el transporte de las muestras extraídas, se han utilizado bolsas plásticas y cubos de madera, a los cuales, para su identificación, se les colocó etiquetas con los siguientes datos: Número de calicata. Número de estrato. Tipo de muestra. Profundidad de la muestra.

### Ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos.

Se utilizó diferentes metodologías para las mediciones correspondientes, inicialmente desde la ubicación del lugar de la toma de muestras del experimento.

**Tabla 16**

*Normas de referencia para ensayos de suelos en laboratorio.*

Ensayo	Uso	Norma de referencias				Propósito del ensayo
		MTC	AASHTO	ASTM	NTP	
Contenido de Humedad	Clasificación	E-108	T 265	D-2216	339.127	Determinar el contenido de humedad natural de suelos y agregados.
Análisis Granulométrico por Tamizado	Clasificación	E-107	T 88	D-422	339.128	Determinar la distribución del tamaño de partículas del suelo.
Límite Líquido	Clasificación	E-110	T 89	D-4318	339.129	Hallar el contenido de agua entre los estados del suelo.
Límite Plástico	Clasificación	E-111	T 90	D-4318	339.129	Hallar el contenido de agua entre los estados del suelo.
Índice Plástico	Clasificación	E-111	T 90	D-4318	339.129	Hallar el rango de contenido de agua por encima del cual, el suelo está en un estado plástico.
Método de clasificación de suelos	Clasificación	--	--	D-2487	339.134	Método para la clasificación de suelos con propósito de ingeniería
Densidad in situ	Clasificación	E-117	T 191	D-1556	339.143	Determinar la densidad y peso unitario del suelo in situ mediante el método del cono de arena
Corte directo	Especial	E-123	T 236	D-3080	339.170	Determinar la resistencia al corte de una muestra consolidada y drenada, que nos permita obtener la cohesión y ángulo de fricción interna del suelo.

Fuente: NTP E.050 (2018)

**Determinación del Contenido de Humedad. ASTM D2216**

La muestra se secó en el horno a una temperatura de  $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}$  hasta una masa constante. La pérdida de la masa debido al secado se considera que es la masa del agua. El contenido de agua (contenido de humedad) es calculado utilizando la masa de agua y la masa de la muestra seca.

**Análisis Granulométrico por Tamizado. ASTM D422**

\*Después de tener la muestra uniforme obtenida por cuarteo, pesar la muestra seleccionada y llevarla al horno durante 24 horas o hasta obtener una masa constante.

\* Una vez secada la muestra y enfriada, se procede a tomar el peso de la muestra secada al horno.

\* Tomar el peso del material requerido, en este caso 500g, y lavarlo a través del tamiz N° 200, luego el material retenido debe secarse en el horno por 24 horas.

\* Sepárese la porción de muestra retenida en el tamiz N° 4 en una serie de fracciones usando los tamices necesarios dependiendo del tipo de muestra, o de las especificaciones para el material que se ensaya. En la operación de tamizado manual se mueve el tamiz o tamices de un lado a otro y recorriendo circunferencias de forma que la muestra se mantenga en movimiento sobre la malla.

\* Se determina el peso de cada fracción en una balanza con una sensibilidad de 0.1 %. La suma de los pesos de todas las fracciones y el peso, inicial de la muestra no debe diferir en más de 1%.

\* Se separan mediante cuarteo, 115 g para suelos arenosos y 65 g para suelos arcillosos y limosos, pesándolos con exactitud de 0.1 g.

\* El análisis granulométrico de la fracción que pasa el tamiz de 4,760 mm (N° 4) se hará por TAMIZADO Y/O SEDIMENTACIÓN según las características de la muestra y según la información requerida.

\* Esta parte de la porción se procede a analizar de la misma forma que la anterior para el material retenido en el tamiz N° 200, con los tamices necesarios según muestra.

**Determinación del Límite Líquido. ASTM D4318**

La muestra se procesa para eliminar cualquier material retenido en una de 425 micras (núm. 40) tamiz. El límite líquido se determina mediante la realización de ensayos en los que se

Lleva una parte de la muestra previamente hidratada hasta obtener una consistencia pastosa a una copa de bronce ranurado (Copa de Casagrande), donde la muestra se divide en dos con el acanalador, luego se deja fluir hasta que choquen a causa de los golpes repetidos ocasionados en la copa mediante el dispositivo mecánico estándar. El límite líquido multipunto, el método A, requiere tres o más ensayos cada uno con distinto contenido de agua, se toman los datos de las repeticiones para hacer una interpolación.

### **Determinación del Límite Plástico. ASTM D4318**

El límite plástico se determina presionando alternativamente parte de la muestra, previamente hidratada, de forma cilíndrica de 3.2 mm (1/8 pulg.) de diámetro junto con la placa de vidrio, obteniendo una pequeña porción de suelo plástica, se presiona hasta que su contenido de agua se reduzca a un punto en el que el hilo se desmorona y no puede ser presionado y laminados de nuevo. El contenido de agua del suelo en este punto se presenta como el límite plástico.

### **Determinación de la Densidad In Situ (Peso Volumétrico del Suelo)**

\*Llenar el aparato con arena previamente calibrada para determinar la densidad de la masa. Determine la masa del aparato y de la arena.

\* Preparar la superficie donde va a ser ubicado el ensayo, tal que se encuentre nivelado. El plato base es una excelente herramienta para preparar la superficie nivelada y limpia.

\* Asentar el plato base sobre la superficie plana; estando seguro que existe un buen contacto entre la superficie del terreno y el borde del hueco central. Marcar el plato base y controlar que no haya movimiento durante el ensayo. Adherir con clavos los bordes del plato o en su defecto asegurar el plato que no se mueva sin causar ninguna alteración en el suelo a ser ensayado.

\* En suelos donde la nivelación no es posible, un ensayo preliminar deberá ser ejecutado en este punto, midiendo el volumen de separación entre el plato del embudo y la superficie del terreno. Llenar el espacio con arena del aparato, determinar la masa de arena usada para llenar el espacio, volver a llenar el aparato y determinar la nueva masa inicial del aparato y la arena antes de proceder las mediciones, cuidadosamente cepillar la arena de la superficie preparada.

\* Excavar el hueco para el ensayo dentro del hueco central del plato base, teniendo cuidado de no alterar el suelo que rodea al hueco. El volumen del hueco del ensayo deberá ser tan

grande como se pueda con el fin de minimizar errores. Los lados del hueco deberán tratar de caer perpendicularmente ligeramente hacia el fondo, tal que éste sea razonablemente plano o cóncavo. El hueco deberá ser cuidado en lo posible de cavidades, salientes y obstrucciones filudas ya que pueden afectar la precisión del ensayo. Los suelos que son esencialmente granulares requieren un cuidado extremo y pueden requerir excavaciones de forma cónica. Ubicar todo el suelo excavado y el suelo suelto durante la excavación en un recipiente que esté marcado para identificar el número del ensayo. Tenga cuidado de no perder ningún material. Proteger este material de las pérdidas de humedad hasta que la masa haya sido determinada y que también haya sido determinado el contenido de humedad del espécimen.

\* Limpiar el borde del hueco central del plato de metal, invertir el aparato, y asentar el embudo grande de metal en el hueco con bordes en la misma ubicación marcada durante la calibración. Abrir la válvula y dejar que la arena llene el hueco, el embudo y el plato base. Tener cuidado de no golpear o vibrar el aparato o el terreno durante este paso. Cuando la arena deje de fluir, cierre la válvula.

\* Determinar la masa del aparato con la arena sobrante y calcular la masa utilizada en el ensayo.

\* Determinar la masa del material que ha sido removido del hueco del ensayo.

\* Mezclar el material completamente y obtener un espécimen representativo para la determinación del contenido de humedad o usar la muestra entera.

\* Determinar el contenido de humedad de acuerdo con el Método D2216.

### **Ensayo de Corte Directo**

#### **Preparación de los especímenes**

- Si se usa una muestra inalterada, debe ser suficientemente grande para proveer un mínimo de tres muestras idénticas.

- La preparación de la muestra debe efectuarse de tal manera que la pérdida de humedad sea insignificante.
- La muestra se talla sobre medida para las dimensiones del dispositivo de corte directo.
- Para muestras inalteradas de suelos sensibles, debe tenerse extremo cuidado al labrar las muestras, para evitar la alteración de su estructura natural.

- Se determina el peso inicial de la muestra para el cálculo posterior del contenido inicial de humedad de acuerdo con la norma.

- Si se utilizan muestras de suelos compactados, la compactación debe hacerse con las condiciones de humedad y peso unitario deseados. Se puede efectuar directamente en el dispositivo de corte, en un molde de dimensiones iguales a las del dispositivo de corte o en un molde mayor para recortarlas.
- El diámetro mínimo de las muestras circulares o el ancho mínimo para muestras rectangulares debe ser alrededor de 50 mm (2").
- Para minimizar las alteraciones causadas por el muestreo, el diámetro de las muestras obtenidas de tubos sacamuestras debe ser, por lo menos, 5 mm (1/5") menor que el diámetro del tubo.
- El espesor mínimo de la muestra de ensayo, debe ser alrededor de 12 mm (1/2"), pero no menor de un sexto el tamaño máximo de las partículas del suelo.
- La relación mínima diámetro/espesor o ancho/espesor, según la muestra, debe ser 2:1.

### **Procedimiento de ensayo**

- Se ensambla la caja de corte con los marcos alineados y se bloquea. Se aplica una capa de grasa entre los marcos para lograr impermeabilidad durante la consolidación y reducir la fricción durante el corte.
- Se introduce la muestra de ensayo con sumo cuidado. Se conecta el dispositivo de carga y se ajusta el dial para medir tanto la deformación durante el corte, como el cambio del espesor de la muestra y luego se determina el espesor inicial. La costumbre de humedecer las piedras porosas antes de la colocación y aplicación de la fuerza normal sobre las muestras, dependerá del tipo de problema en estudio. Para muestras inalteradas obtenidas bajo el nivel freático, deben humedecerse las piedras.
- Para suelos expansivos se debe efectuar el humedecimiento después de la aplicación de la fuerza normal, para evitar expansiones que no son representativas de las condiciones de campo.
- Se debe permitir una consolidación inicial de la muestra bajo una fuerza normal adecuada. Después de aplicar la fuerza normal predeterminada, se llena el depósito de agua hasta un nivel por encima de la muestra, permitiendo el drenaje y una nueva consolidación de la misma. El nivel del agua se debe mantener durante la consolidación y en las fases siguientes de corte de tal manera que la muestra esté saturada en todo momento.
- La fuerza normal que se aplique a cada una de las muestras depende de la información requerida. Un solo incremento de ella puede ser apropiado para suelos relativamente firmes. Para los demás suelos pueden ser necesarios varios incrementos con el objeto de prevenir el

daño de la muestra. El primer incremento dependerá de la resistencia y de la sensibilidad del suelo. En general, esta fuerza no debe ser tan grande que haga fluir el material constitutivo de la muestra por fuera del dispositivo de corte.

- Durante el proceso de la consolidación deben registrarse las lecturas de deformación normal, en tiempos apropiados, antes de aplicar un nuevo incremento de la fuerza.
- Cada incremento de la fuerza normal debe durar hasta que se complete la consolidación primaria. El incremento final debe completar la fuerza normal especificada.
- Se representan gráficamente las lecturas de la deformación normal contra el tiempo.
- Corte de la muestra. Luego de terminada la consolidación se deben soltar los marcos separándolos aproximadamente 0.25 mm (0.01"), para permitir el corte de la muestra.
- Se debe aplicar la fuerza de corte lentamente para permitir la disipación completa del exceso de presión de poros.

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 estándar y especiales que se indican a continuación:

<b>Ensayos Estándar</b>	<b>Norma Usada</b>
Contenido de Humedad Natural	ASTM D2216
Análisis Granulométrico por Tamizado	ASTM D422
Límite Líquido y Límite Plástico	ASTMD4318
Clasificación Unificada de Suelos	ASTM D2487
Peso Específico del Sólido	ASTM D854
Gravedad Específica de los Sólidos	ASTM D856
Densidad De Campo(Método De Cono De Arena)	ASTM D1556

<b>Ensayos Especiales</b>	<b>Norma Usada</b>
Corte directo	ASTMD3080

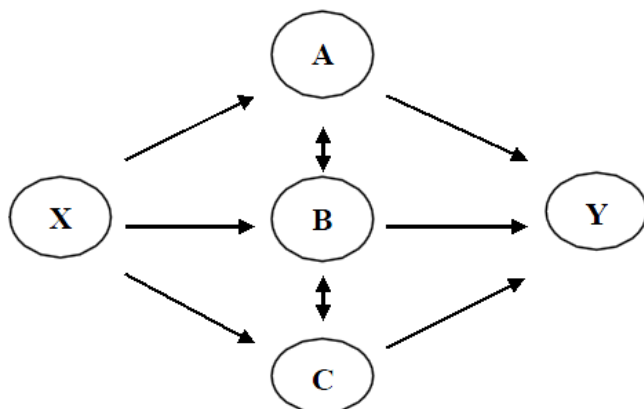
### **2.4.3. Diseño de la Investigación**

#### **2.4.3.1. Tipo y nivel de Investigación**

La investigación que se realizó es del tipo Descriptivo – Aplicada, puesto que las observaciones se realizaron en el campo al momento de tomar las muestras de suelo para calcular la capacidad portante del suelo.

### 2.4.3.2. Diseño de la Investigación

El diseño de la investigación es No Experimental – Transversal, y lo que se hace en este tipo de investigación es observar fenómenos como tal y como se dan en su contexto natural como: fenómenos geológicos, hidrológicos, hidráulicos, climáticos, etc., para después analizarlos.



Donde:

**X:** Suelos de la Localidad de Villa Autónoma, como material de fundación.

**A:** Exploración de campo.

**B:** Ensayos de laboratorio.

**C:** Cálculo de la capacidad portante del suelo.

**Y:** Plano de zonificación de la capacidad portante del suelo.

## CAPÍTULO III

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 3.1. Ubicación de las Calicatas en la Localidad Villa Autónoma para aplicar el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS).

Las calicatas están ubicadas en las intersecciones de las calles de la Localidad de Villa Autónoma, Distrito de la Banda de Shilcayo, Provincia y Departamento de San Martín. Se adjunta un cuadro conteniendo dicha información.

**Tabla 17**

*Ubicación de las Calicatas.*

N° CALICATA	DESCRIPCIÓN DE CALLES	COORD ENADA X	COORD ENADA Y
1	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. EL PAJONAL	350377	9283274
2	PSJE. EL PAJONAL - JR. 1° DE ABRIL	350445	9283319
3	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. LA COLINA	350335	9283389
4	PSJE. LA COLINA - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	350355	9283387
5	PSJE. LA COLINA - JR. 1° DE ABRIL	350462	9283382
6	S/N PROPIEDAD DE TERCEROS	350545	9283444
7	JR. 1° DE ABRIL - JR. 17 DE AGOSTO	350480	9283448
8	PSJE. LA PAZ - JR. 17 DE AGOSTO	350399	9283451
9	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - JR. 17 DE AGOSTO	350310	9283448
10	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. SUCHICHE	350300	9283522
11	PSJE. SUCHICHE C1 - PLAZOLETA	350370	9283532
12	PSJE. SUCHICHE C2 - PLAZOLETA	350430	9283530
13	PSJE. SUCHICHE - JR. 1° DE ABRIL	350499	9283543
14	S/N CAMINO DE SERVIDUMBRE- PROPIEDAD DE TERCEROS	350545	9283568
15	JR. 1° DE ABRIL - JR. SHILCAYO	350481	9283630
16	PSJE. LA PAZ - JR. SHILCAYO	350399	9283591
17	JR. SHILCAYO - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	350315	9283568
18	JR. 1° DE ABRIL - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	350404	9283676

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.2. Estudio de Mecánica de Suelos (EMS)

#### 3.2.1. Contenido de Humedad del Suelo en la Localidad de Villa Autónoma, Distrito de la Banda de Shilcayo, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

**Tabla 18**

*Contenido de Humedad Natural del Suelo*

N° CALICATA	DESCRIPCIÓN DE CALLES	HUMEDAD NATURAL %
1	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. EL PAJONAL	19.00
2	PSJE. EL PAJONAL - JR. 1° DE ABRIL	20.06
3	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. LA COLINA	12.08
4	PSJE. LA COLINA - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	13.51
5	PSJE. LA COLINA - JR. 1° DE ABRIL	13.39
6	S/N PROPIEDAD DE TERCEROS	11.54
7	JR. 1° DE ABRIL - JR. 17 DE AGOSTO	13.47
8	PSJE. LA PAZ - JR. 17 DE AGOSTO	14.25
9	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - JR. 17 DE AGOSTO	7.98
10	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. SUCHICHE	7.00
11	PSJE. SUCHICHE C1 - PLAZOLETA	12.27
12	PSJE. SUCHICHE C2 - PLAZOLETA	12.70
13	PSJE. SUCHICHE - JR. 1° DE ABRIL	12.95
14	S/N CAMINO DE SERVIDUMBRE- PROPIEDAD DE TERCEROS	12.32
15	JR. 1° DE ABRIL - JR. SHILCAYO	12.23
16	PSJE. LA PAZ - JR. SHILCAYO	12.35
17	JR. SHILCAYO - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	12.58
18	JR. 1° DE ABRIL - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	13.16

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.2.2. Análisis Granulométrico en la Localidad de Villa Autónoma, Distrito de la Banda de Shilcayo, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

**Tabla 19**

*Análisis Granulométrico del Suelo*

N° CALICATA	DESCRIPCIÓN DE CALLES	GRANULOMETRIA			
		MALLA # 4	MALLA #10	MALLA #40	MALLA #200
1	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. EL PAJONAL	97.12%	95.91%	90.39%	65.04%
2	PSJE. EL PAJONAL - JR. 1° DE ABRIL	99.92%	99.82%	95.35%	73.60%
3	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. LA COLINA	100.00%	99.47%	95.33%	48.54%
4	PSJE. LA COLINA - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	100.00%	99.97%	95.80%	43.93%
5	PSJE. LA COLINA - JR. 1° DE ABRIL	100.00%	99.96%	95.86%	45.00%
6	S/N PROPIEDAD DE TERCEROS	100.00%	99.88%	93.51%	35.02%
7	JR. 1° DE ABRIL - JR. 17 DE AGOSTO	100.00%	99.93%	94.45%	38.00%
8	PSJE. LA PAZ - JR. 17 DE AGOSTO	100.00%	99.97%	94.35%	36.00%
9	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - JR. 17 DE AGOSTO	99.88%	98.44%	76.28%	14.19%
10	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. SUCHICHE	99.91%	98.83%	76.40%	14.04%
11	PSJE. SUCHICHE C1 - PLAZOLETA	100.00%	99.95%	94.57%	36.99%
12	PSJE. SUCHICHE C2 - PLAZOLETA	100.00%	99.93%	94.24%	38.08%
13	PSJE. SUCHICHE - JR. 1° DE ABRIL	85.33%	78.04%	51.09%	27.55%
14	S/N CAMINO DE SERVIDUMBRE- PROPIEDAD DE TERCEROS	100.00%	99.93%	94.30%	39.00%
15	JR. 1° DE ABRIL - JR. SHILCAYO	100.00%	99.90%	93.60%	37.13%
16	PSJE. LA PAZ - JR. SHILCAYO	85.10%	78.27%	52.16%	28.00%
17	JR. SHILCAYO - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	85.20%	78.19%	54.17%	29.03%
18	JR. 1° DE ABRIL - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	86.27%	78.91%	55.80%	31.02%

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.2.3. Límites de Consistencia del Suelo en la Localidad de Villa Autónoma, Distrito de la Banda de Shilcayo, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

**Tabla 20**

*Propiedades Índice*

N°	DESCRIPCIÓN DE CALLES	PROPIEDADES INDICES		
		L.L. %	L.P. %	IP %
1	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. EL PAJONAL	35.91%	18.22%	17.69%
2	PSJE. EL PAJONAL - JR. 1° DE ABRIL	42.87%	26.04%	16.83%
3	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. LA COLINA	30.08%	21.01%	9.05%
4	PSJE. LA COLINA - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	27.66%	17.99%	9.67%
5	PSJE. LA COLINA - JR. 1° DE ABRIL	27.75%	18.00%	9.75%
6	S/N PROPIEDAD DE TERCEROS	22.50%	12.83%	9.67%
7	JR. 1° DE ABRIL - JR. 17 DE AGOSTO	24.00%	13.50%	10.50%
8	PSJE. LA PAZ - JR. 17 DE AGOSTO	23.50%	13.50%	10.00%
9	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - JR. 17 DE AGOSTO	NP	NP	NP
10	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. SUCHICHE	NP	NP	NP
11	PSJE. SUCHICHE C1 - PLAZOLETA	23.80%	13.06%	10.74%
12	PSJE. SUCHICHE C2 - PLAZOLETA	24.80%	13.25%	11.55%
13	PSJE. SUCHICHE - JR. 1° DE ABRIL	24.55%	13.29%	11.26%
14	S/N CAMINO DE SERVIDUMBRE- PROPIEDAD DE TERCEROS	24.85%	13.29%	11.56%
15	JR. 1° DE ABRIL - JR. SHILCAYO	23.20%	13.25%	9.95%
16	PSJE. LA PAZ - JR. SHILCAYO	24.82%	13.26%	11.56%
17	JR. SHILCAYO - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	24.85%	13.80%	11.05%
18	JR. 1° DE ABRIL - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	25.10%	13.50%	11.60%

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.2.4. Densidad in situ en la Localidad de Villa Autónoma, Distrito de la Banda de Shilcayo, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

Para este ensayo solo se consideraron un total de 5 calicatas.

**Tabla 21**

*Densidad in situ (Densidad de Campo)*

N° CALICATA	DESCRIPCIÓN DE CALLES	DENSIDAD DE CAMPO	
		gh (gr/cm3)	gs (gr/cm3)
1	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. EL PAJONAL	1.80%	1.51%
2	PSJE. EL PAJONAL - JR. 1° DE ABRIL	1.82%	1.52%
8	PSJE. LA PAZ - JR. 17 DE AGOSTO	1.96%	1.71%
9	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - JR. 17 DE AGOSTO	1.96%	1.81%
13	PSJE. SUCHICHE - JR. 1° DE ABRIL	1.98%	1.75%

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.2.5. Ensayo de Corte Directo en la Localidad de Villa Autónoma, Distrito de la Banda de Shilcayo, Provincia de San Martín, Departamento de San Martín.

**Tabla 22**

*Ensayo de Corte directo.*

N° CALICATA	DESCRIPCIÓN DE CALLES	Corte directo			
		gh (gr/cm3)	gs (gr/cm3)	Ángulo de fricción (φ)	COHESIÓN
1	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. EL PAJONAL	1.80%	1.51%	20	0.29
2	PSJE. EL PAJONAL - JR. 1° DE ABRIL	1.82%	1.52%	18	0.35
8	PSJE. LA PAZ - JR. 17 DE AGOSTO	1.96%	1.71%	26	0.13
9	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - JR. 17 DE AGOSTO	1.96%	1.81%	29	0.00
13	PSJE. SUCHICHE - JR. 1° DE ABRIL	1.98%	1.75%	28	0.15

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.3. Registro de Excavación del Suelo de Estudio.

El registro de excavación de los suelos en estudio se detalla en los Anexos, el perfil estratigráfico indica los cambios en las capas del suelo.

### 3.4. Cálculo de la Capacidad de Carga admisible del suelo en la Localidad de Villa Autónoma.

Se va a determinar con los datos de 6 calicatas, densidad de campo, ángulo de fricción y cohesión.

#### 3.4.1. Capacidad de carga admisible por falla de corte

La capacidad última y capacidad admisible de carga serán determinados aplicando la teoría de Karl Terzaghi, utilizando las siguientes expresiones:

$$q_u = CN'_c + \gamma D_F N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (\text{Formula General})$$

$$q_u = \frac{2}{3} CN'_c + \gamma D_F N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (\text{Cimentación Corrida})$$

$$q_u = 0.867 CN'_c + \gamma D_F N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma \quad (\text{Cimentación Cuadrada})$$

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

Donde:

$q_u$ : Capacidad Última de Carga

$q_{adm}$ : Capacidad Admisible de Carga

$F_s$ : Factor de Seguridad

$\gamma$ : Densidad Natural del Suelo

$B$ : Ancho de Zapata

$D_f$ : Profundidad de Cimentación

$C$ : Cohesión

$N'_c, N'_q, N'_\gamma$ : Factores de Carga en Función del Ángulo de Fricción " $\phi$ "

#### Calicata N° 01 – CL

- Ángulo de fricción	$\Phi$	= 20
- Cohesión:	$C$	= 0.29 Kg/cm <sup>2</sup>
- Densidad Natural:	$\gamma$	= 1.80 x 10 <sup>-3</sup> kg/cm <sup>3</sup>

- Profundidad de Cimentación:	$D_f$	= 1.50 m
- Ancho de la Cimentación:	$B$	= 1.00 m
- Factor de Seguridad:	$F_S$	= 3
- Factores de Carga:		
	$N'_c$	= 11.85
	$N'_q$	= 3.88
	$N'_\gamma$	= 1.12

Reemplazando valores en las ecuaciones tenemos.

Cálculo de Capacidad de carga última para una cimentación corrida.

$$q_u = \frac{2}{3} CN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

$$q_u = 3.4394 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de la Carga Admisible para una Cimentación Corrida

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_S} = \frac{3.4394}{3}$$

$$q_{adm} = 1.1464 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de Capacidad de carga última para una cimentación cuadrada.

$$q_u = 0.867 CN'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$q_u = 4.1077 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de la Capacidad Admisible para una Cimentación Cuadrada.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_S} = \frac{4.1077}{3}$$

$$q_{adm} = 1.3692 \frac{Kg}{cm^2}$$

### Calicata N° 02 – CL

- Ángulo de fricción	$\Phi$	= 18
- Cohesión:	$C$	= 0.35 Kg/cm <sup>2</sup>
- Densidad Natural:	$\gamma$	= 1.82 x 10 <sup>-3</sup> kg/cm <sup>3</sup>

- Profundidad de Cimentación:	$D_f$	= 1.50 m
- Ancho de la Cimentación:	$B$	= 1.00 m
- Factor de Seguridad:	$F_S$	= 3
- Factores de Carga:		
	$N'_c$	= 10.90
	$N'_q$	= 3.36
	$N'_\gamma$	= 0.88

Reemplazando valores en las ecuaciones tenemos.

Cálculo de Capacidad de carga última para una cimentación corrida.

$$q_u = \frac{2}{3} CN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

$$q_u = 3.4614 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de la Carga Admisible para una Cimentación Corrida

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_S} = \frac{3.4614}{3}$$

$$q_{adm} = 1.1538 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de Capacidad de carga última para una cimentación cuadrada.

$$q_u = 0.867 CN'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$q_u = 4.2255 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de la Capacidad Admisible para una Cimentación Cuadrada.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_S} = \frac{4.2255}{3}$$

$$q_{adm} = 1.4085 \frac{Kg}{cm^2}$$

**Calicata N° 08 – SC**

- Ángulo de fricción	$\Phi$	= 26
- Cohesión:	$C$	= 0.13 Kg/cm <sup>2</sup>
- Densidad Natural:	$\gamma$	= 1.96 x 10 <sup>-3</sup> kg/cm <sup>3</sup>

- Profundidad de Cimentación:	$D_f$	= 1.50 m
- Ancho de la Cimentación:	$B$	= 1.00 m
- Factor de Seguridad:	$F_S$	= 3
- Factores de Carga:		
	$N'_c$	= 15.53
	$N'_q$	= 6.05
	$N'_\gamma$	= 2.59

Reemplazando valores en las ecuaciones tenemos.

Cálculo de Capacidad de carga última para una cimentación corrida.

$$q_u = \frac{2}{3} CN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

$$q_u = 3.1271 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de la Carga Admisible para una Cimentación Corrida

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_S} = \frac{3.1271}{3}$$

$$q_{adm} = 1.0424 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de Capacidad de carga última para una cimentación cuadrada.

$$q_u = 0.867 CN'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$q_u = 3.5311 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de la Capacidad Admisible para una Cimentación Cuadrada.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_S} = \frac{3.5311}{3}$$

$$q_{adm} = 1.1770 \frac{Kg}{cm^2}$$

#### Calicata N° 09 – SM

- Ángulo de fricción	$\Phi$	= 29
- Cohesión:	$C$	= 0.0 Kg/cm <sup>2</sup>
- Densidad Natural:	$\gamma$	= 1.96 x 10 <sup>-3</sup> kg/cm <sup>3</sup>

- Profundidad de Cimentación:	$D_f$	= 1.50 m
- Ancho de la Cimentación:	$B$	= 1.00 m
- Factor de Seguridad:	$F_S$	= 3
- Factores de Carga:		
	$N'_c$	= 18.03
	$N'_q$	= 7.66
	$N'_\gamma$	= 3.76

Reemplazando valores en las ecuaciones tenemos.

Cálculo de Capacidad de carga última para una cimentación corrida.

$$q_u = \frac{2}{3} CN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

$$q_u = 2.2557 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de la Carga Admisible para una Cimentación Corrida

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_S} = \frac{2.2557}{3}$$

$$q_{adm} = 0.7519 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de Capacidad de carga última para una cimentación cuadrada.

$$q_u = 0.867 CN'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$q_u = 2.2549 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de la Capacidad Admisible para una Cimentación Cuadrada.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_S} = \frac{2.2549}{3}$$

$$q_{adm} = 0.7516 \frac{Kg}{cm^2}$$

### Calicata N° 13 – SM

- Ángulo de fricción	$\Phi$	= 28
- Cohesión:	$C$	= 0.15 Kg/cm <sup>2</sup>
- Densidad Natural:	$\gamma$	= 1.98 x 10 <sup>-3</sup> kg/cm <sup>3</sup>

- Profundidad de Cimentación:	$D_f$	= 1.50 m
- Ancho de la Cimentación:	$B$	= 1.00 m
- Factor de Seguridad:	$F_S$	= 3
- Factores de Carga:		
	$N'_c$	= 17.13
	$N'_q$	= 7.07
	$N'_\gamma$	= 3.29

Reemplazando valores en las ecuaciones tenemos.

Cálculo de Capacidad de carga última para una cimentación corrida.

$$q_u = \frac{2}{3} CN'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

$$q_u = 3.8160 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de la Carga Admisible para una Cimentación Corrida

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_S} = \frac{3.8160}{3}$$

$$q_{adm} = 1.2720 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de Capacidad de carga última para una cimentación cuadrada.

$$q_u = 0.867 CN'_c + \gamma D_f N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$$

$$q_u = 4.3302 \frac{Kg}{cm^2}$$

Cálculo de la Capacidad Admisible para una Cimentación Cuadrada.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F_S} = \frac{4.3302}{3}$$

$$q_{adm} = 1.4434 \frac{Kg}{cm^2}$$

## Tabla 22

*Capacidad Portante del Suelo*

N° CALICATA	DESCRIPCIÓN DE CALLES	PROFUNDIDAD MUESTREO (m)	DENSIDAD DE CAMPO		CORTE DIRECTO		ANCHO DE LA CIMENTACION (m)	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	CAPACIDAD ADMISIBLE	
			g <sub>h</sub> (gr/cm <sup>3</sup> )	g <sub>v</sub> (gr/cm <sup>3</sup> )	Angulo de fricción (φ)	COHESION			CIMIENTO CORRIDO Kg/cm <sup>2</sup>	CIMIENTO CUADRAM Kg/cm <sup>2</sup>
1	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE EL PAJONAL	0.20 - 3.00	1.80%	1.51%	20	0.29	1.00	1.50	1.1464	1.3692
2	PSJE. EL PAJONAL - JR. 1° DE ABRIL	0.20 - 3.00	1.82%	1.52%	18	0.35	1.00	1.50	1.1538	1.4085
8	PSJE. LA PAZ - JR. 17 DE AGOSTO	0.20 - 3.00	1.96%	1.71%	26	0.13	1.00	1.50	1.0424	1.1770
9	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - JR. 17 DE AGOSTO	0.20 - 3.00	1.96%	1.81%	29	0.00	1.00	1.50	0.7519	0.7516
13	PSJE. SUCHICHE - JR. 1° DE ABRIL	0.20 - 3.00	1.98%	1.75%	28	0.15	1.00	1.50	1.2720	1.4434

Fuente: Elaboración Propia

### 3.5. Clasificación de los Suelos según AASHTO y SUCS.

**Tabla 23**

*Clasificación de los Suelos*

N° CALICATA	DESCRIPCIÓN DE CALLES	SUC S	AASHTO
1	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. EL PAJONAL	CL	A-6(8)
2	PSJE. EL PAJONAL - JR. 1° DE ABRIL	CL	A-7-6(10)
3	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. LA COLINA	SC	A-4(1)
4	PSJE. LA COLINA - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	SC	A-4(1)
5	PSJE. LA COLINA - JR. 1° DE ABRIL	SC	A-4(1)
6	S/N PROPIEDAD DE TERCEROS	SC	A-4(1)
7	JR. 1° DE ABRIL - JR. 17 DE AGOSTO	SC	A-4(1)
8	PSJE. LA PAZ - JR. 17 DE AGOSTO	SC	A-4(1)
9	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - JR. 17 DE AGOSTO	SM	A-2-4(0)
10	JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL - PSJE. SUCHICHE	SM	A-2-4(0)
11	PSJE. SUCHICHE C1 - PLAZOLETA	SC	A-4(1)
12	PSJE. SUCHICHE C2 - PLAZOLETA	SC	A-4(1)
13	PSJE. SUCHICHE - JR. 1° DE ABRIL	SC <sub>g</sub>	A-2-6(0)
14	S/N CAMINO DE SERVIDUMBRE- PROPIEDAD DE TERCEROS	SC	A-4(1)
15	JR. 1° DE ABRIL - JR. SHILCAYO	SC <sub>g</sub>	A-4(1)
16	PSJE. LA PAZ - JR. SHILCAYO	SC <sub>g</sub>	A-2-6(0)
17	JR. SHILCAYO - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	SC <sub>g</sub>	A-2-6(0)
18	JR. 1° DE ABRIL - JR. CARLOS VASQUEZ REYNEL	SC <sub>g</sub>	A-2-6(0)

Fuente: Elaboración Propia

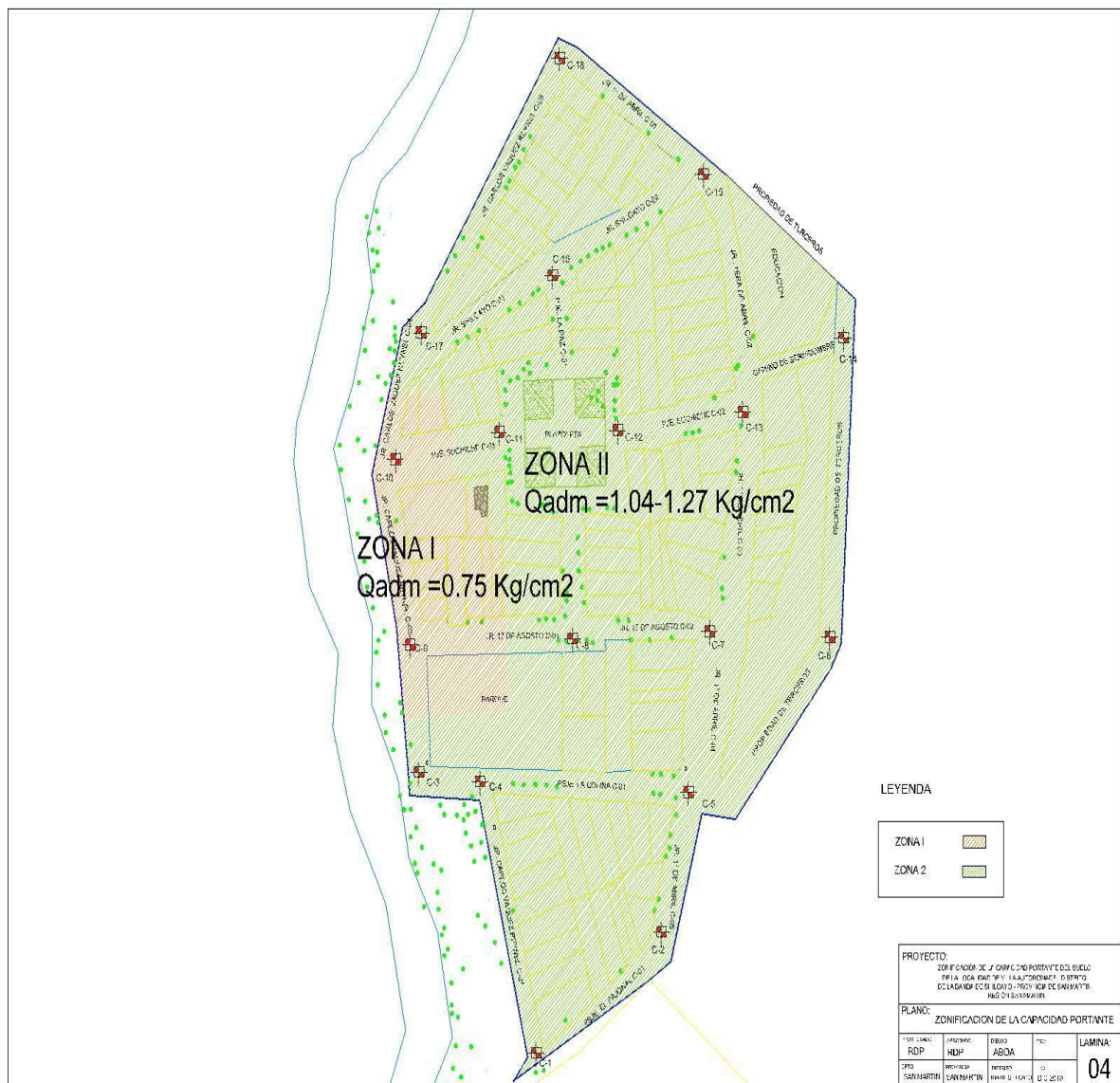
### 3.6. Elaboración del Mapa de Zonificación del Suelo



### 3.6.2. Zonificación del Área de Estudio de Acuerdo a las Características Mecánicas del Suelo

La Zonificación por Características Mecánicas, se realizó considerando como única característica mecánica a la capacidad admisible del suelo, toda la zona se considera habitable por tener una capacidad admisible superior a 0.50 kg/cm<sup>2</sup>.

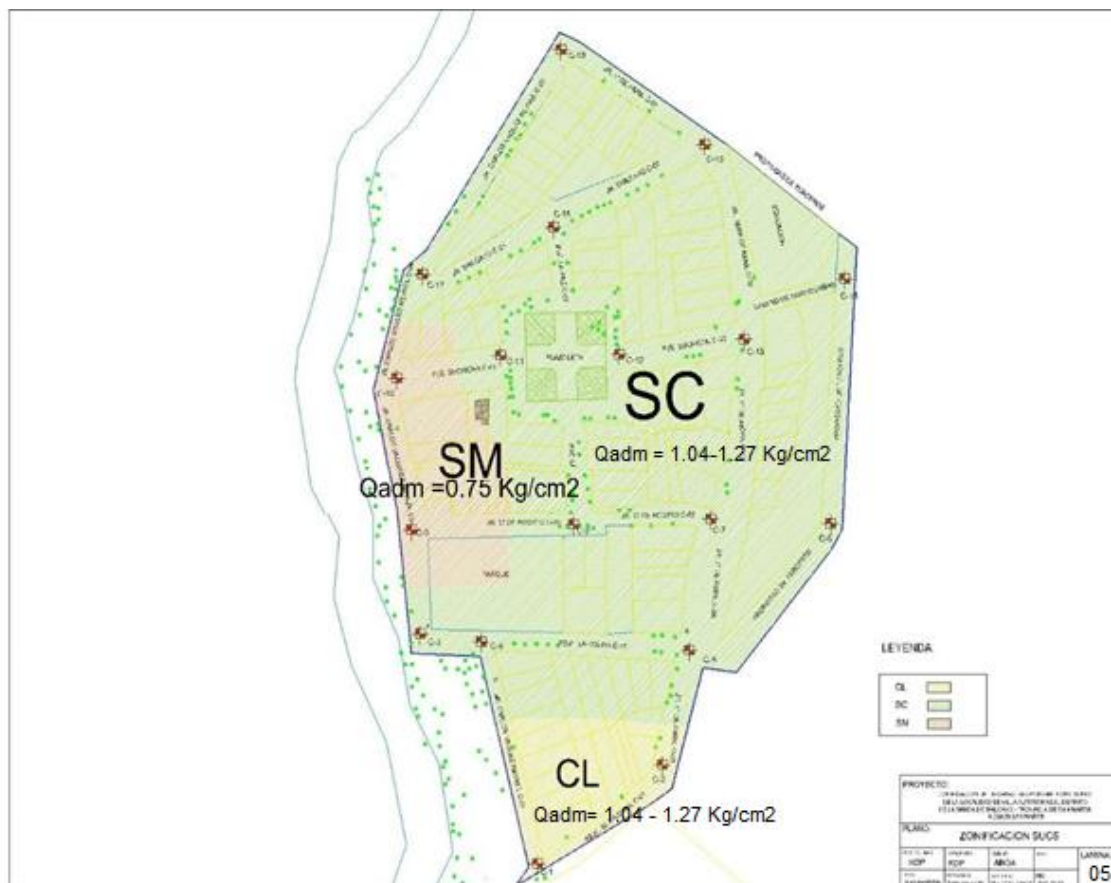
Teniendo en cuenta lo anterior se estableció dos zonas, que se delimitan de la siguiente manera: Zona I ( $q_{adm} < 1.00 \text{ kg/cm}^2$ ) considerada una zona con la mejor capacidad admisible y la Zona II ( $q_{adm} \geq 1.00 \text{ kg/cm}^2$ ) considerada como una zona con una capacidad portante menor, pero no crítica.



**Figura 22:** Zonificación de las Características Mecánicas del Suelo. (Plano de la Zonif. De la Cap. Port. – 04). (Elaboración Propia)

### 3.6.2. Zonificación de Capacidad portante Según Clasificación del Suelo

Como podemos observar en las figuras 22 y 23, la capacidad portante de la **Zona I**, pertenece exclusivamente a la SM (Arena Limosa), y la **Zona II** distingue los otros 2 tipos de suelo: CL (Arcilla inorgánica de Baja Plasticidad), SC (Arena arcillosa).



**Figura 23:** Zonificación de las Capacidad portante Según Clasificación del Suelo. (Plano de la Zonif. De la Cap. Port. – 05). (Elaboración Propia)

### 3.7. Discusión

#### Ubicación y Exploración de Suelos

Se ha extendido el estudio de mecánica de suelos en toda el área de estudio (localidad de Villa Autónoma), donde antes de realizar los ensayos en laboratorio se llevó a cabo el reconocimiento del terreno, la excavación a cielo abierto de las calicatas y la toma de muestras en cada una de ellas. Cabe indicar que la exploración del suelo y estudios en laboratorio se desarrollaron entre los meses de noviembre del 2018 y enero del 2019.

Para la determinación del número de calicatas nos basamos en el RNE, Norma E.050, capítulo de suelos y cimentaciones, que indica que por cada hectárea se debe planificar tres calicatas, teniendo en cuenta el área urbana en hectáreas de la Localidad de Villa Autónoma que tiene 7.17 Ha, se tendría que haber realizado un total de 22 calicatas; el cual es un número ideal para poder sacar el muestreo respectivo. Al final opté por hacer 18 calicatas, por la distribución poco ordenada de las manzanas, ubicadas en cada intersección de las calles y así no molestar a la población con sus predios.

Los suelos presentaban estratos orgánicos con presencia de arcilla en la primera capa del suelo (0.30m), según lo observado en la exploración de las calicatas del área en estudio presenta por lo general suelos arcillosos de baja plasticidad.

La profundidad de exploración de las calicatas, se tomó en consideración la aplicación del teorema de Boussinesq para el cálculo y se tuvo que para una profundidad de 3.00 m, la carga se disipa en un orden menor al 10%. Por la cual se realizó la excavación a la profundidad de 3.00 m, tomando en cuenta que el Df (Profundidad de Desplante) mínimo que indica la Norma 050 es de 1.50m, puesto que a esa profundidad el suelo presenta la resistencia mínima requerida para realizar una cimentación superficial. Cabe mencionar también que en las calicatas exploradas no se encontró nivel freático.

### **Estudio de Mecánica de Suelos (EMS)**

Todos los estudios de las muestras se realizaron en el laboratorio de mecánica de suelos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín, los ensayos realizados fueron: Contenidos de humedad, densidad in situ, límites de consistencia (límite líquido, límite plástico y índice plástico), análisis granulométrico y triaxial. En la cual nos llevó a determinar las propiedades físicas y mecánicas del suelo de fundación, así como el tipo de suelo y su capacidad admisible.

Contenido de humedad. - Las muestras arrojan resultados desde 7.00% a 20.06%, la cual indica que son suelos arcillosos secos.

Granulometría.- el porcentaje de finos que pasa el tamiz N° 200 varía entre 14.04% y 73.60%, y en cuanto a los límites de consistencia las muestras presentan límite líquido que varía entre 22.50% y 42.87%, para el límite plástico se obtuvieron valores entre 12.83% y 26.04% y por último tenemos el índice de plasticidad que es la diferencia de los valores del límite líquido y límite plástico estas diferencias son valores de entre 9.05% y 17.69%, además de contar con suelos No Plásticos(NP) que no presentan ningún valor de los antes

mencionados, clasificándose mediante el Sistema Unificado de Clasificación de suelos (SUCS), como suelos de granulometría fina : como CL (Arcillas inorgánicas de baja plasticidad), SC (Arena arcillosa), SM (Arena Limosa).

### **Perfiles estratigráficos.**

Los perfiles estratigráficos muestran la conformación de los suelos según las capas que puedan estar contenidas en este, se pudo apreciar la presencia de material orgánico en los primeros centímetros excavados, no hubo presencia de nivel freático, como también presencia de material arcilloso en la mayoría de las calicatas y materiales finos en mayor cantidad.

### **Determinación de la Capacidad Portante.**

Para el cálculo de la capacidad portante del suelo se tuvieron en cuenta las siguientes calicatas: C – 01, C – 02, C – 08, C – 09 y C – 13 que según su clasificación son suelos finos, arcillas inorgánicas de baja plasticidad, se seleccionaron 5 muestras inalteradas para realizar el ensayo de triaxial, con la finalidad de obtener el ángulo de fricción y la cohesión del suelo, lográndose obtener los siguientes resultados: cohesión que varía de 0.00 – 0.35 kg/cm<sup>2</sup>, teniendo en cuenta que la cohesión depende de la humedad del suelo, y se tiene para este caso que el porcentaje de contenido de humedad no es muy alto; también se encontró un ángulo de fricción que varía entre 18° y 29° esto depende fundamentalmente de la granulometría, tamaño, forma y disposición de las partículas del suelo, por eso se tiene que el ángulo de fricción ofrece una gran resistencia al deslizamiento, debido a que tiene superficies de contacto mayores entre sus partículas.

### **Zonificación de la Capacidad Portante**

Se ha procedido a elaborar dos planos de zonificación de la Localidad de Villa Autónoma, uno de las características de la clasificación SUCS ASTM-D-2216 y otra de la capacidad portante, esto se realizó utilizando el programa de AutoCAD 2018, con la finalidad de introducir los parámetros de valores de la capacidad portante geo referenciadas bajo el sistema de coordenadas WGS 1984 zona 18 sur.

Luego una vez ubicadas las calicatas con la capacidad portante, se obtuvo lo siguiente: En las calicatas C – 01, C – 02 , C – 08 y C – 13 la cuales corresponden a un suelo arcilloso

inorgánico de baja plasticidad y suelos arenoso arcilloso con presencia de grava, presentan valores de capacidad portante un poco por encima de la unidad, se consideró que las zonas que se encuentran próximas también muestran este tipo de valores. Las zonas que se encuentran ubicadas alrededor de estos dos puntos se encuentran ilustradas de color amarillo en el plano de zonificación de la capacidad portante del suelo (Lamina N° 04), nos presenta un resultado dentro del rango 1.04 – 1.27 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente.

La calicata C – 09, que corresponde también a suelos arenoso limoso , presenta el valor más bajo, y de esta manera las zonas aledañas a estos puntos también muestran este tipo de valores y que a su vez se encuentran ilustradas de color naranja en el plano de zonificación de la capacidad portante del suelo (Lamina N° 04), estos valores se aproximan al único valor obtenido menor que la unidad que es 0.75 kg/cm<sup>2</sup>.

De acuerdo a los valores obtenidos en el desarrollo de la tesis, se puede indicar lo siguiente:

**Zona I:**  $Q_{adm}=0.75$  kg/cm<sup>2</sup>, el suelo es de condición habitable.

**Zona II:**  $Q_{adm}=1.04 - 1.27$  kg/cm<sup>2</sup>, el suelo es de condición habitable.

Por lo expuesto anteriormente y del plano de zonificación de capacidad portante, se deduce que en las zonas que presentan valores de capacidad portante bajos, se debe proyectar cimentaciones superficiales más reforzadas, es decir zapatas aisladas de mayores dimensiones, losas de cimentaciones, zapatas conectadas; mientras que en las zonas que presentan capacidad portante altos, se plantearía proyectar cimentaciones superficiales como cimientos corridos, zapatas aisladas, etc.; no obstante el profesional responsable, tiene que tomar en consideración aspectos complementarios como el tipo de edificación a construir, los niveles con los cuales va a contar, el uso que le dará a la misma, entre otros aspectos importantes al momento de proyectar una cimentación.

### **Contrastación de Hipótesis**

El estudio minucioso que se realizó desde la recopilación de información, ubicación y cantidad de calitas a realizar, de extraer y llevar las pruebas inalteradas al laboratorio para determinar sus propiedades físicas y mecánicas y posteriormente obtener los datos de estas propiedades, ayudó tanto a clasificar de acuerdo al Sistema Unificado de Suelos (S.U.C.S) y AASHTO, así como también a determinar la Carga Admisible de los suelos de nuestra área de estudio.

Es así que, finalmente, de lo anteriormente mencionado se puede afirmar que; se puede conocer los valores de la capacidad portante mediante la Zonificación de la Capacidad Portante del Suelo en la Localidad de Villa Autónoma, Banda de Shilcayo - Región de San Martín mediante el estudio de Mecánica de Suelos, lo cual nos permitirá realizar la zonificación de suelos de la localidad de Villa Autónoma; con la finalidad de proveer información técnica para la construcción de futuras edificaciones. También al superar el valor mínimo de  $0.50 \text{ kg/cm}^2$  determinamos que es un suelo resistente y puede soportar tranquilamente futuras edificaciones.

Por lo tanto, se concluye que **la hipótesis a demostrar sí es válida**, por ende también se cumple con los objetivos planteados.

## CONCLUSIONES

Se logró determinar la capacidad portante del suelo de nuestra zona de investigación en la localidad de Villa Autónoma, elaborando en el proceso un mapa de zonificación de suelos, luego de efectuar calicatas de 3.00 m de profundidad, repartidas en toda la extensión del área.

Según la clasificación de suelos SUCS, en el área de estudio contamos con tres tipos de suelos, que son: CL (Arcillas inorgánicas de baja plasticidad), SC (Arena arcillosa), SM (Arena Limosa).

Para el cálculo de la capacidad portante se determinó usando la teoría de Karl Terzaghi, para el caso de cimentaciones corridas y cuadradas.

La capacidad portante de la zona de estudio varía entre los intervalos de 0.75 kg/cm<sup>2</sup> y 1.27 kg/cm<sup>2</sup>, según el estudio de suelos realizado, donde determinamos dos zonas, Zona I ( $q_{adm} < 1.00 \text{ kg/cm}^2$ ) y la Zona II ( $q_{adm} \geq 1.00 \text{ kg/cm}^2$ ).

Concluimos que los suelos de la localidad de Villa autónoma cuentan con la suficiente capacidad portante para la construcción de cimentaciones superficiales para futuras edificaciones.

## RECOMENDACIONES

Se recomienda que antes de construir se tome en cuenta el tipo de edificación, las cargas que se ejercerán sobre la estructura y el uso que esta tendrá, para así determinar de forma adecuada el tipo de cimentación para su construcción.

Se recomienda que se tome como referencia este trabajo a los pobladores, profesionales y autoridades de la Municipalidad de la Banda De Shilcayo si se quiere construir dentro del área de estudio dentro de la localidad, así como también puede servir de base para un estudio aún más profundo, ya que antes no se contaba con este tipo de datos para la localidad.

Se recomienda, que si bien en la Norma E 0.50 del RNE, nos indica que para edificaciones con áreas techadas en planta menores de 500 m<sup>2</sup> y de altura menor de cuatro pisos no es obligatorio la realización de estudios de mecánica de suelos, se realicen de igual manera ya que el suelo es impredecible y como profesionales estamos en el deber de siempre velar por la seguridad y el bienestar tanto de las obras como de las personas que hacen uso de ellas.

Se recomienda al momento de diseñar la cimentación que la presión de servicio de la estructura sea menor o como límite sea igual que la capacidad admisible del suelo, de esta manera se garantiza que el suelo estará en condiciones de soportar óptimamente las cargas efectuadas por la edificación.

Se recomienda que el estudio de suelos sea más extenso y exhaustivo en esta localidad, ya que es parte importante del incremento urbano en nuestra ciudad, al ser una zona aledaña.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- M. F. Serrano Guzmán, L. M. Torrado Gómez y D. D. Pérez Ruiz, «Impacto de los derrames de crudo en las propiedades mecánicas de suelos arenosos,» Revista Científica "General José María Córdova", vol. 11, n° 12, pp. 233-244, 2013. [14] L. Martínez Zamora y M. Torres Fuentes, «Límites de conformidad de finos pasados por el tamiz 200. Influencia reológico- mecánica en la matriz del hormigón,» Revista de Arquitectura e Ingeniería, vol. 7, n° 3, pp. 1-79, 2013.
- Astm D-3080 (2000) AASHTO T236, J. E. Bowles (Experimento N° 17) , MTC E 123-2000
- Berry, P. L. y Reid, D. (1994) Mecánica de suelos. American Society of Civil Engineers, Vol. 99
- Boussinesq, J. (1885) “Application des Potentials a L’Etude de L’Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques”, Gauthier-Villars, Francia.
- Braja, M. (2001) Principio de Ingeniería de Cimentaciones. (4ª ed.) México: Thomson Editoriales
- Brazelton, R. y Hanson, W. E. (2004) Hampton thornburn, Thomas. Ingeniería de Cimentaciones.
- Campos, J. y Guardia, G. (2005) Apoyo didáctico al aprendizaje de la asignatura Mecánica de suelos I CIV 219”, Universidad Mayor de San Simón, Bolivia.
- Casagrande, A. (1932) The Estructure of Clay and Its Importance in Foundation Engineering. Contributions to Soil Mechanics, J. BSCE, United States.
- Córdova y Montlavan (2017).Tesis de Grado “ Zonificación Geotécnica del barrio centro del Distrito de Picota, Provincia Picota - Región San Martín”,Perú.
- Duque, E. y otros. (2002) Origen, formación y constitución del suelo. Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, Colombia.
- Hansen, J. (1970) A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity”, Danish Geotechnical Institute, Bulletin 28, Copenhagen, Dinamarca.
- Jiménez, J. F. Tesis de grado: "Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de la Banda de Shilcayo", 2011, Perú.

- Juárez, E. y Rico, R. A. (1992) Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos”, Tomo II, Editorial Limusa, tercera edición, México.
- Martínez, E. N. (2003) Manual de mecánica de suelos I”, U.N.S.M, Perú.
- Martínez, E. N. (2009) Manual de mecánica de suelos II”, U.N.S.M., Perú.
- Meyerhof, G. (1963) SOME RECENT RESEARCH ON THE Bearing Capacity of Foundations”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 01. N° 01, Canada.
- Meyerhof, G. y Hanna, A. (1981) Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 18, N° 04, Canada.
- Ministerio De Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006) Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050, Suelos y Cimentaciones”, Diario Oficial “El Peruano”, Perú.
- MINSA (2011) Dirección Regional de Salud – San Martín, Reporte Histórico de Estadística e Informática – Oficina de Estadística.
- Peck, B., Ralph y otros (1990) Ingeniería de Cimentaciones (2ª ed.) Editorial Limusa.
- Rocha, C.A. (2010) Zonificación de la capacidad portante del suelo del distrito de Morales. Perú.
- Senamhi – San Martín (2016) Ficha de información meteorológica 2016 – Oficina de Estadística.
- Terzaghi, K. V. (1943) Theoretical Soil Mechanics”. Wiley. Estados Unidos.
- Tomlinson, M. J. (2002) Cimentaciones, Diseño y Construcción”. Editorial Trillas, segunda Reimpresión, México.
- Vesic, A. (1973) Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundation”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, N° SM1, United States.

**ANEXOS**

Constancia de realización de ensayos en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la  
Universidad Nacional de San Martín



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA  
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos  
CIUDAD UNIVERSITARIA  
Jr. Amorcuz 3<sup>er</sup> Cuadra Teléfono 042-52-1402  
MORALES - PERU



**CONSTANCIA DE EJECUCION DE ENSAYOS DE LABORATORIO**

**EL QUE SUSCRIBE**

*Ing. M.Sc. Enrique Napoleón Martínez Quiroz, Jefe del laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos.*

**HACE CONSTAR:**

*Que el Tesista Alfonso Basilio Ore Aquino ha hecho uso del laboratorio para realizar los siguientes ensayos de laboratorio:*

*Contenido de Humedad Natural*

*Límites de atterberg (límite líquido y límite plástico)*

*Ensayo granulométrico por tamizado*

*Corte directo*

*Ensayos realizados desde 18/02/2,019 al 18/03/2,019*

*Ensayos para poder concluir con su Tesis Titulado: "ZONIFICACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE LA LOCALIDAD DE VILLA AUTONOMA DEL DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO – PROVINCIA DE SAN MARTIN – REGION SAN MARTIN" Aprobado con Resolución N° 667-2018-UNSM/FICA-D-NLU.*

*Se expide el presente a solicitud del interesado.*

*Tarapoto 31 de Julio del 2,019*



*Ing. M.Sc. Enrique Napoleón Martínez Quiroz*

*Jefe del Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos*

**Resultados de ensayos en el Laboratorio  
de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de San Martín**

**Panel fotográfico**

Exacvación de una Calicata en proceso.



Calicata finalizada, se observa humedad por la lluvia



Extrayendo muestra para ensayo de corte directo



Sellando con cinta la muestra inalterada por encima de las bolsas de polietileno para evitar la pérdida de humedad



Luego de ser llevadas a laboratorio, seleccionamos las muestras en tazas y las pesamos para las primeras pruebas de humedad



Saturando la muestra para la prueba



Lavando la muestra para proceder a la granulometría posteriormente



El lavado se hace con la malla N°200



Despues del lavado se mete al horno



Muestras secas listas para granulometría



La granulometría fue manual, ya que se trataba de material muy fino y en poca cantidad



Límite plástico



Límite líquido en la copa de Casagrande.



Muestra seca del límite líquido luego de ser sacada del horno



Sacando muestra para el ensayo de Corte Directo con el Técnico de Laboratorio, Ing. Robert Navarro.



Colocación de la muestra en la máquina de compresión

## **Planos**