



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**  
**SEDE CUENCA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**CORRELACIÓN ENTRE EL ENSAYO PRESIOMÉTRICO Y LOS PARÁMETROS  
COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN UTILIZANDO LA TEORÍA DE TERZAGHI Y  
EL MÉTODO PROPUESTO POR EL EUROCÓDIGO 7 PARA EL CÁLCULO DE  
DETERMINACIÓN DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del  
título de Ingeniero Civil

**AUTORES: JAIRO DANILO CRIOLLO MEJÍA**

**MARCO VINICIO SANANGO DUY**

**TUTOR: ING. ALFREDO VLADIMIR VÁZQUEZ ROURA, MSc.**

Cuenca - Ecuador  
2024

## CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Jairo Danilo Criollo Mejía con documento de identificación N° 0105954390 y Marco Vinicio Sanango Duy con documento de identificación N° 0302905641; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 19 de febrero del 2024

Atentamente,



---

Jairo Danilo Criollo Mejía

0105954390



---

Marco Vinicio Sanango Duy

0302905641

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE  
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Jairo Danilo Criollo Mejía con documento de identificación N° 0105954390 y Marco Vinicio Sanango Duy con documento de identificación N° 0302905641, expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto técnico: “Correlación entre el ensayo presiométrico y los parámetros cohesión y ángulo de fricción utilizando la teoría de Terzaghi y el método propuesto por el Eurocódigo 7 para el cálculo de determinación de carga última del suelo”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil , en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 19 de febrero del 2024

Atentamente,

---

Jairo Danilo Criollo Mejía

0105954390

---

Marco Vinicio Sanango Duy

0302905641

**CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Yo, Alfredo Vladimir Vázquez Roura con documento de identificación N° 0103464103, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: **CORRELACIÓN ENTRE EL ENSAYO PRESIOMÉTRICO Y LOS PARÁMETROS COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN UTILIZANDO LA TEORÍA DE TERZAGHI Y EL MÉTODO PROPUESTO POR EL EUROCÓDIGO 7 PARA EL CÁLCULO DE DETERMINACIÓN DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO**, realizado por Jairo Danilo Criollo Mejía con documento de identificación N° 0105954390 y por Marco Vinicio Sanango Duy con documento de identificación N° 0302905641, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 19 de febrero del 2024

Atentamente,



Ing. Alfredo Vladimir Vázquez Roura, MSc.

0103464103

## **DEDICATORIA**

Quiero dedicar este logro primeramente a Dios, A mis padres, el Sr. Marcelo Criollo y la Sra. Nube Mejía que me han sabido apoyar incondicionalmente a lo largo de este tiempo su eterno amor y palabras de aliento que me inspiran a seguir adelante, llenándome el alma de sacras ambiciones, a mis hermanos que siempre están pendientes de mi y me brindan su cariño en todo instante, que a pesar de las tempestades siempre están ahí para apoyarnos por eso los amo gracias por ser el pilar en los momentos que más los necesito muchas gracias a cada uno de ustedes por estar siempre a mi lado. Todo el esfuerzo es para ustedes.

**Jairo Danilo Criollo Mejía**

## **DEDICATORIA**

A Dios por darme salud, sabiduría, fortaleza para superar las dificultades del día adía, por brindarme sus bendiciones para alcanzar cada una de mis metas en la vida y por nunca abandonarme en cada paso que doy.

Dedico este proyecto a mis padres, María Duy y Manuel Sanango, pilares fundamentales en mi vida, quienes siempre me han educado con buenos principios y valores, sobre todo me han brindado todo el apoyo y el amor incondicional en este largo camino de preparación profesional, pero sobre todo de preparación personal para ser cada día una mejor persona.

A cada uno de mis hermanos y sus familias, que a pesar de asares de la vida algunos no están junto a mí en este momento, pero, desde donde están siempre me han brinda dado su apoyo y amor en cada momento y por nuca dejarme solo en esta etapa de mi vida. A mis tíos, primos que de igual manera siempre me han brindado su apoyo para lograr este gran sueño.

**Marco Vinicio Sanango Duy**

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco a Dios por ser el farol en mi camino que me a permitido seguir con mi vida y disfrutar con todos las personas que más quiero y amo, mi familia.

Un agradecimiento muy cálido y atento al Ing. Alfredo Vladimir Vazquez Roura quien gracias a su apoyo y confianza me abrió las puertas de su empresa para poder seguir aprendiendo cada vez un poco más en el área de la geotecnia quedando eternamente agradecido.

**Jairo Danilo Criollo Mejía**

## **AGRADECIMIENTO**

A dios por darme la bendición de estar un día más con vida y, la sabiduría para elegir esta esta hermosa carrera y sobre todo por darme fuerzas para no declinar de ella en el camino.

Agradezco a mi familia, pero sobre todo a mis padres, porque este logro es por y para ustedes, por estar cada día a mi lado gracias los amo.

Agradezco a la Facultad de Ingeniería Civil, en donde pude adquirir a lo largo de este camino conocimientos, sabiduría lo cual a sido fundamental para llegar a esta etapa de la carrera.

Agradezco la empresa GEO&GEO y cada uno de sus miembros, pero de manera especial a mi tutor, Ing. Alfredo Vazquez López, MSc. quien está al frente de esta gran empresa, por su paciencia, apoyo y compromiso en este proyecto que, gracias a sus conocimientos nos ha sabido guiar en este trabajó para concluirlo con éxito.

**Marco Vinicio Sanango Duy**



## Contenido

<b>CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN .</b>	<b>II</b>
<b>CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA .....</b>	<b>III</b>
<b>CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.....</b>	<b>IV</b>
<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>V</b>
<b>AGRADECIMIENTOS.....</b>	<b>VII</b>
<b>1. Título del trabajo de titulación .....</b>	<b>1</b>
<b>2. Resumen.....</b>	<b>1</b>
<b>3. Abstract.....</b>	<b>2</b>
<b>4. Antecedentes .....</b>	<b>3</b>
<b>5. Problema de estudio.....</b>	<b>4</b>
<b>6. Justificación .....</b>	<b>4</b>
<b>7. Objetivos .....</b>	<b>5</b>
<b>8. Marco hipotético .....</b>	<b>6</b>
<b>9. Marco teórico.....</b>	<b>6</b>
<b>9.1. Geología Local.....</b>	<b>6</b>
<b>9.1.1. Perfil geología regional de Cuenca.....</b>	<b>7</b>
<b>9.2. Clasificación de Suelos.....</b>	<b>8</b>
<b>9.2.1. Sistema Unificado de clasificación de Suelos (SUCS).....</b>	<b>9</b>
<b>9.2.2. Tipos de Suelos .....</b>	<b>11</b>
<b>9.2.2.1. Suelos Granulares.....</b>	<b>11</b>
<b>9.2.2.1.1. Gravas.....</b>	<b>12</b>
<b>9.2.2.1.2. Arenas.....</b>	<b>12</b>
<b>9.2.2.2. Suelos Cohesivos .....</b>	<b>12</b>
<b>9.2.2.2.1. Limos .....</b>	<b>13</b>
<b>9.2.2.2.2. Arcillas.....</b>	<b>13</b>
<b>9.3. Carga última del suelo .....</b>	<b>14</b>
<b>9.4. Teoría de Mohr Coulomb.....</b>	<b>15</b>
<b>9.5. Criterio de capacidad última de Terzaghi .....</b>	<b>16</b>
<b>9.6. Eurocódigo 7 .....</b>	<b>18</b>
<b>9.7. Correlaciones .....</b>	<b>20</b>
<b>9.7.1. Correlaciones a partir del ensayo presiométrico. ....</b>	<b>20</b>
<b>9.8. Normas a Utilizar.....</b>	<b>22</b>
<b>9.9. Cimentaciones .....</b>	<b>31</b>

9.10.	Factor de seguridad.....	32
9.11.	Ensayo de Penetración Estándar (SPT) .....	33
9.12.	Ensayo Presiométrico .....	35
9.13.	Ensayo Triaxial.....	39
9.14.	Ensayo de granulometría .....	42
9.15.	Humedad .....	44
9.16.	Límites de Atterberg .....	44
10.	Metodología.....	46
11.	Resultados de los ensayos de campo y laboratorio.....	50
11.1.	Ensayos de campo .....	50
11.1.1.	Trabajo de Campo.....	50
11.1.1.1.	Ubicación del proyecto .....	50
11.1.1.2.	Ubicación Geográfica .....	51
11.2.	Ensayos de laboratorio .....	52
11.3.	Resultados del ensayo de penetración estándar SPT .....	52
11.4.	Análisis de los ensayos presiométrico realizados en campo para la determinación del ángulo de fricción y la cohesión.....	53
11.5.	Ensayo de humedades resultados .....	60
11.6.	Densidad.....	61
11.7.	Ensayo límites de Atterberg.....	62
11.8.	Ensayo de Granulometría.....	64
11.9.	Clasificación de suelos SUCS.....	66
11.10.	Ensayos Triaxiales resultados .....	68
11.11.	Resultados de cálculo de la correlación entre el ensayo presiométrico y el método propuesto por el Eurocódigo 7, para determinar la carga última del suelo o capacidad portante del Suelo.....	77
11.12.	Cálculo de la capacidad última del suelo con resultados del ensayo triaxial.....	95
12.	Comprobación de los resultados de “ $\phi$ ” y “c” obtenidos de la correlación del Eurocódigo 7 y el ensayo presiométrico, con el ensayo triaxial.....	108
13.	Presupuesto .....	109
14.	Conclusiones.....	109
15.	Recomendaciones .....	110
16.	Bibliografía.....	112

## 1. Título del trabajo de titulación

CORRELACIÓN ENTRE EL ENSAYO PRESIOMÉTRICO Y LOS PARÁMETROS  
COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN UTILIZANDO LA TEORÍA DE TERZAGHI Y  
EL MÉTODO PROPUESTO POR EL EUROCÓDIGO 7 PARA EL CÁLCULO DE  
DETERMINACIÓN DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO

## 2. Resumen

En la actualidad el tema de geotecnia es uno de los temas de mayor importancia dentro del campo de la ingeniería civil, ya que gracias a ésta; nos permite cumplir diversos estudios con el fin de que los proyectos constructivos sean seguros además permite realizar proyectos de carácter tanto en el ámbito público como privado en áreas como; educación, vivienda, salud, etc. Por esta razón estos estudios son las actividades primordiales que una sociedad requiere para poder desarrollar proyectos de obras civiles funcionales y seguros.

El desarrollo del presente proyecto previo a la obtención del título de ingenieros civiles, tiene como propósito realizar un estudio geotécnico con el fin de encontrar una correlación entre el ensayo presiométrico que permita determinar los parámetros  $C$  y  $\phi$ , aplicando el eurocódigo 7 y la teoría de Terzaghi. De esta forma se puede brindar a la comunidad una opción viable al momento de determinar las características básicas del suelo requeridas para la construcción como; tipo de suelo, resistencia última, cohesión, ángulo de fricción interno del suelo, asentamientos entre otros. Para el correcto desarrollo del proyecto se realizó varios ensayos tanto en laboratorio como en campo con la finalidad de tener datos representativos del lugar de estudio sobre las condiciones en las que se encuentra el terreno. Teniendo presente que, para poder realizar cada procedimiento, se utilizó las normativas ASTM, NEC, ISO, normas utilizadas en el Ecuador. Este trabajo presenta una metodología que permite determinar

los parámetros  $C$  y  $F_i$  a partir del ensayo presiométrico. Los resultados obtenidos fueron correlacionados con los resultados de ensayos triaxiales, validando de esta manera el método utilizado.

**Palabras Clave:**

Geotecnia, eurocódigo 7, ensayo presiómetro, ensayo triaxial, correlaciones, cohesión, resistencia última, ángulo de fricción, normativas, teoría de Terzhagi.

### **3. Abstract**

Currently the topic of geotechnics is one of the most important topics within the field of civil engineering, since thanks to it; It allows us to carry out various studies in order to ensure that construction projects are safe. It also allows us to carry out projects of a nature both in the public and private spheres in areas such as; education, housing, health, etc. For this reason, these studies are the primary activities that a society requires to be able to develop functional and safe civil works projects.

The development of this project prior to obtaining the title of civil engineers, has the purpose of carrying out a geotechnical study in order to find a correlation between the pressuremetric test that allows determining the parameters  $C$  and  $f_i$ , applying Eurocode 7 and the theory of Terzhagi. In this way, the community can be provided with a viable option when determining the basic characteristics of the soil required for construction, such as; type of soil, ultimate resistance, cohesion, internal friction angle of the soil, settlements among others. For the correct development of the project, several tests were carried out both in the laboratory and in the field in order to have representative data of the study site on the conditions in which the land is located. Bearing in mind that, in order to carry out each procedure, the ASTM, NEC, ISO regulations were used, standards used in Ecuador. This work presents a methodology that

allows determining the parameters  $C$  and  $F_i$  from the pressuremetric test. The results obtained were correlated with the results of triaxial tests, thus validating the method used.

**Keywords:**

Geotechnics, Eurocode 7, pressuremeter test, triaxial test, correlations, cohesion, ultimate resistance, friction angle., regulations, Terzhagi theory,

#### **4. Antecedentes**

Dentro del campo de la ingeniería Civil es de vital importancia conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo para una correcta ejecución de las obras civiles, razón por la cual los ingenieros tenemos el deber y la obligación de realizar estudios, ensayos del suelo, tanto in situ como de laboratorio, con el propósito de determinar dichas características, aunque estos ensayos pueden ser realizados en periodos de tiempo relativamente largos, llegando a representar un alto costo. Razón por la cual es necesario encontrar otras alternativas que de la misma forma nos proporcionan resultados fiables que nos permitan a tomar la mejor decisión para el diseño de obras civil.

A menudo se realizan correlaciones entre ensayos in situ y los parámetros del suelo debido al costo que tienen ciertos ensayos de laboratorio y al tiempo que toma su ejecución. Es importante indicar que en muchos tipos de suelo es difícil obtener muestras inalteradas, ya sea porque el suelo está por debajo del nivel freático, existen capas con arena, los materiales tienen clastos o se tienen materiales con resistencia media que no permiten el hincado del tubo shelby.

Por lo cual se ve la necesidad de determinar correlaciones que representen una alternativa segura de determinar la cohesión y el ángulo de fricción interna de los suelos, en función de los resultados del ensayo presiométrico, que tiene la ventaja que se puede realizar en casi todo tipo de suelos, además los resultados son inmediatos.

Finalmente se verificarán dichas correlaciones con ensayos de campo y laboratorio en distintos tipos de suelo.

El propósito de recurrir al ensayo presiométrico es debido a que es una prueba fácil, rápida de realizar ya que no requiere equipos complejos para su ejecución, lo que la convierte en un ensayo relativamente económico y efectivo. El ensayo presiométrico permite determinar directamente la resistencia del suelo y su deformabilidad.

## **5. Problema de estudio**

Determinar las correlaciones que se ajustan a algunos sitios del Ecuador de la provincia del Azuay en el cantón Cuenca.

## **6. Justificación**

La presente investigación surge de la necesidad de que no existen correlaciones robustas entre el ensayo presiométrico y los parámetros de cohesión “ $C$ ” y el ángulo de fricción “ $\phi$ ”. Debido a que las correlaciones existentes solamente brindan información para ciertos tipos de suelos, con características diferentes a las que tenemos en nuestra región de estudio.

La razón por la que se ha considerado realizar esta investigación en primer lugar determinando el parámetro de presión límite del ensayo presiométrico y así encontrar una correlación para determinar “ $C$ ” y “ $\phi$ ”. con el método propuesto por el eurocódigo 7 y el criterio de capacidad última del suelo de Terzaghi, ya que es importante conocer las propiedades mecánicas del suelo antes de realizar cualquier obra civil, sabiendo que estos procedimientos no son invasivos y se los realiza en estado natural del suelo, más aún con los resultados que nos ofrece este procedimiento se obtienen de manera inmediata en comparación con los ensayos de laboratorio, también teniendo en cuenta la simplicidad de este ensayo y al costo accesible que este tiene.

Para la comprobación de las correlaciones se elegirá una zona, donde independiente del sitio se pueda encontrar cualquier tipo de suelo ya sea suelos cohesivos, arenosos o mixtos el sondeo se realizará específicamente del cantón Cuenca, en la provincia del Azuay para así garantizar que el suelo presenta características semejantes y que no exista una dispersión en los datos obtenidos.

## **7. Objetivos**

### **Objetivo general**

Establecer una correlación para determinar los parámetros de  $C$  y  $\phi$ , en función de la presión límite del suelo obtenida en el ensayo presiométrico de Menard aplicando el método de cálculo de capacidad última que nos proporciona el eurocódigo 7. y el criterio de capacidad última de Terzaghi, en función de  $C$  y  $FI$ .

### **Objetivo Específicos**

- Establecer una correlación teórica utilizando metodología de capacidad última del suelo indicada en el Eurocódigo 7 y la teoría de capacidad última del suelo de Terzaghi, realizando un retrocálculo, para establecer los parámetros  $C$  y  $Fi$  considerando la capacidad última del suelo calculada con el ensayo presiométrico.
- Realizar ensayos triaxiales y presiométrico que permitan comprobar si los parámetros obtenidos por la correlación establecida entre la presión límite y los resultados del ensayo, son fiables.
- Establecer una nueva correlación en caso que los resultados entre el ensayo presiométrico y triaxial presenten una diferencia muy importante.

## **8. Marco hipotético**

El propósito de este proyecto es proponer una correlación con un método alternativo de menor costo para la obtención del valor de C y FI de diseño mediante correlaciones con propiedades mediante el ensayo piezométrico conjuntamente con relación a el eurocodigo 7 y al método de Terzaghi.

De esta manera nace la necesidad de elaborar nuestras propias expresiones, que caractericen adecuadamente las propiedades geotécnicas de los suelos que se encuentran en nuestra localidad para ser un poco más específicos en el cantón Cuenca de la provincia del Azuay.

## **9. Marco teórico**

### **9.1. Geología Local**

Cuenca catalogada como la tercera ciudad más importante del Ecuador con 505.585 habitantes, es la población según el censo del 2010 (INEC, 2010). La ciudad de Cuenca se encuentra ubicada en la parte meridional de la Cordillera de los Andes. Su topografía oscila entre 3.500 y 600 m.s.n.m y su sistema de drenaje desemboca en el Océano Pacífico. (Bristow, 1973, págs. 15-20)

Cuenca se divide naturalmente en tres terrazas, que a su vez se subdividen en dos partes. Por el río Tomebamba, delimitando el Centro histórico (terrace media o central). En la terraza inferior o baja se encuentra El Ejido, la parte moderna de la ciudad. Las rocas de esta zona son rocas volcánicas del Cretácico al Cuaternario y en el Sureste se tiene la presencia de capas sedimentarias de la cuenca de Cuenca.



### 9.1.1. Perfil geología regional de Cuenca

Se puede encontrar un estudio de la geología local en mapas geológicos, se puede encontrar varios mapas del Ecuador definiendo el territorio en diferentes partes del país. para esta investigación se consideró tomar una parte de la hoja geológica de Cuenca, tomando como referencia los tipos de suelos y también las formaciones sobresalientes que se encuentran cercanos a la ciudad.

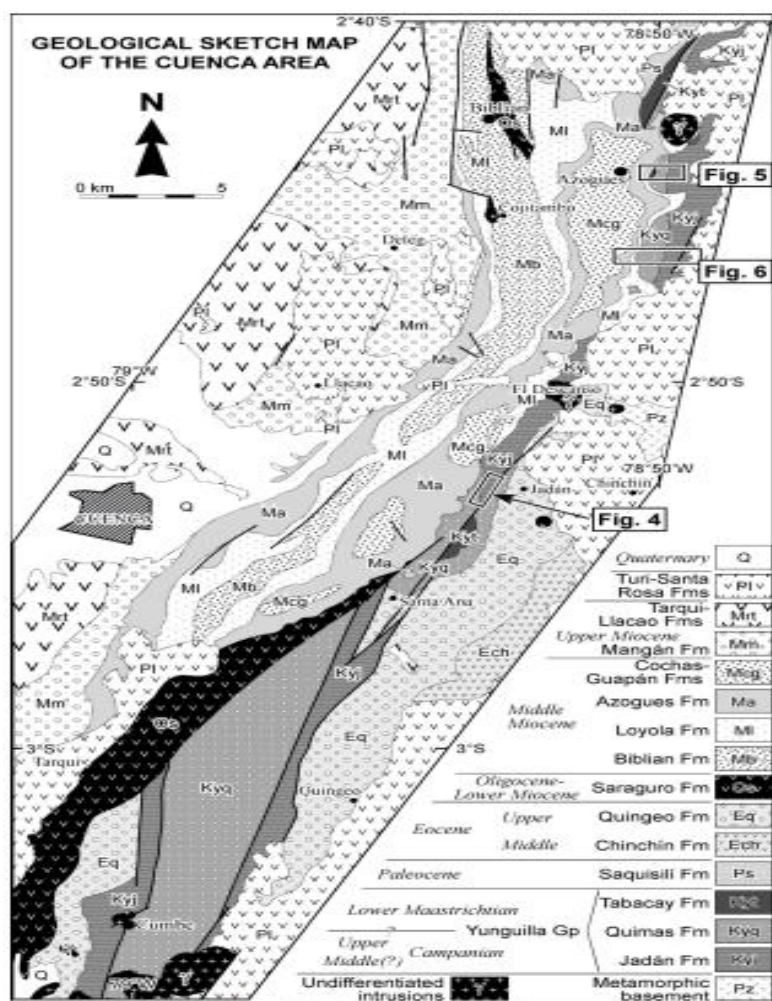


Ilustración 1. Formaciones de la cuenca de Cuenca (Steinmann & Hungerbuhler, 1997)

**En estas formaciones encontraremos:**

- Depósitos Aluviales: Son materiales que son transportados por el agua como en ríos se puede encontrar arcillas, gravas, cantos que presentan bordes redondeados.

- Depósitos Coluviales: Son sedimentos transportados por gravedad, acción del hielo y deshielo estos se presentan en laderas y rellenos y a su vez también son transportados por el agua.
- Terrazas: Las terrazas corresponden son llanuras que se formaron por inundaciones antiguas tienen una forma de relieve, producto de la erosión del flujo de las corrientes de agua.

**Las principales formaciones que se encuentran en la ciudad de Cuenca tenemos:**

- Formación Biblián ( $M_B$ )
- Formación Turi ( $M_{TU}$ )
- Formación Mangan ( $M_M$ )
- Formación Loyola ( $M_L$ )
- Formación Azogues ( $M_{AZ}$ )

## **9.2. Clasificación de Suelos**

La clasificación de suelos se basa en diversas propiedades y características del suelo, y existen diferentes sistemas de clasificación utilizados en la ingeniería civil y la geología. La clasificación puede ser según el comportamiento ingenieril los suelos se pueden clasificar dependiendo a las propiedades similares que estas tengan, en grupos y subgrupos. De manera que la clasificación proporciona la forma idónea para expresar las características generales del suelo que son extensamente variadas. En la actualidad los sistemas de clasificación más utilizados en el campo de la geotecnia son AASHTO y SUCS, que usa la distribución por tamaño de grano plasticidad de los suelos. (Braja M, 2013, pp. 78-84)

Clasificación	Peso unitario KN/m <sup>3</sup>
<b>Roca</b>	-----
<b>Arena firme o dura</b>	16.7 a
<b>Arena compresible</b>	18.4
<b>Tierra común (como la que se encuentra en lugares secos)</b>	13.4
<b>Tierra suave (limo primario)</b>	16.0
<b>Arcilla</b>	18.9
<b>Tuba</b>	-----

*Ilustración 2 Clasificación de suelos Gautier (1717). (Braja M Das, 2001, p. 5)*

Para la presente investigación se centrará en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS, por sus siglas en inglés), desarrollado por A. Casagrande. Este sistema clasifica los suelos en función de sus propiedades físicas y su comportamiento ante las cargas y los divide en función de su textura, plasticidad y otros atributos, la nomenclatura se realiza mediante la combinación de letras y números. (Braja M Das, 2001, p. 37)

### **9.2.1. Sistema Unificado de clasificación de Suelos (SUCS)**

Este sistema fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE) en 1942 y es utilizado para describir y categorizar los suelos en función de sus propiedades físicas y de ingeniería. El SUCS está regido por la norma ASTM D-2487 y se basa en la textura y las propiedades plásticas del suelo y utiliza una notación alfanumérica para identificar diferentes tipos de suelos. El sistema SUCS se compone de tres partes principales que son: (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005, p. 163)

- Grupo de Textura
- Clasificación de la plasticidad
- Modificadores

SISTEMA DE CLASIFICACION SUCS							
GRUESOS (<50% pasa 0.08 mm)							
Tipo de Suelo	Símbolo	% pasa 5mm***	% pasa 0.08 mm	CU	CC	**IP	
Gravas	GW	< 50	< 5	> 4	1 a 3		
	GP			≤ 6	<1 ó >3		
	GM		> 12			<0.73(wl-20) ó < 4	
	GC					>0.73(wl-20) ó > 7	
Arenas	SW	> 50	< 5	> 6	1 a 3		
	SP						<0.73(wl-20) ó < 4
	SM		> 12	≤ 6	< 1 ó >3		<0.73(wl-20) ó < 4
	SC						>0.73(wl-20) ó > 7
* Entre 5 y 12% usar símbolo doble como GW-GC, GP-GM, SW-SM, SP-SC.							
*** respecto a la fracción retenida en el tamiz 0.080 mm							
** Si IP=0.73 (wl-20) ó si IP entre 4 y 7 e IP>0.73 (wl-20), usar símbolo doble: GM-GC, SM-SC.							
En casos dudosos favorecer clasificación menos plástica Ej: GW-GM en vez de GW - GC.							
$C_u = (D_{60})/ D_{10}$				$C_c = (D_{30}^2)/(D_{60} * D_{10})$			

*Ilustración 3 Sistema de clasificación (SUCS) (American Society for Testing and Materials, 2001)*

En resumen, este sistema clasifica a los suelos en granos gruesos y finos, donde aquellas partículas retenidas por el tamiz numero 4 sea mayor al 50% lo clasifica como suelo grueso. Y si pasa más del 50% lo clasifica como arenas, y si pasa más del 50% del material por el tamiz 200 lo clasifica como suelo fino.

En cambio, a los suelos fino este sistema las divide en:

- ML: Limos Inorgánicos de baja compresibilidad.
- OL: Limos y arcillas orgánicas.
- CL: Arcillas inorgánicas de baja compresibilidad.
- CH. Arcillas inorgánicas de alta compresibilidad.
- MH: Limos inorgánicos de alta compresibilidad.
- OH: arcillas y limos orgánicas de alta compresibilidad. (American Society for Testing and Materials, 2001)

Es fundamental en la ingeniería geotécnica el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, para la planificación y diseño de proyectos de construcción de carreteras, edificios,

cimentaciones y otros proyectos de infraestructura, ya que proporciona información esencial sobre las propiedades de los suelos y su comportamiento ante cargas y humedad.

### **9.2.2. Tipos de Suelos**

Existen diferentes aspectos según los cuales podemos clasificar los diferentes suelos presentes. Por ejemplo, algunos de ellos tienen en cuenta las propiedades físicas del medio y así distinguen entre suelos jóvenes, suelos pobres, suelos con retención de agua o suelos con acumulación de arcilla. La clasificación más importante, sin embargo, es la que distingue los suelos según su composición y estructura, es decir, la forma en que se forman. (Casona Olivo, 2005, pp. 17-18)

#### **9.2.2.1. Suelos Granulares**

Para (Juárez, E. & Rico, A. 2005). Los suelos granulares, se componen principalmente de partículas gruesas, como arena y grava. Estos suelos se caracterizan por su capacidad de drenaje y su capacidad de carga, lo que los hace adecuados para diversas aplicaciones en la construcción. (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005, pp. 158-161)

Estos suelos para (Braja M, 2013) son aquellos que están compuestos principalmente por partículas de gran tamaño, como arena y grava. Estos suelos se caracterizan por su estructura abierta y su capacidad de drenaje, lo que los hace ideales para aplicaciones en las que la permeabilidad y la capacidad de carga son importantes además a la densidad de estos suelos.

En particular, en el caso de suelos granulares, como la arena con una distribución de tamaños de partículas bastante uniforme lo que significa que el coeficiente de uniformidad es bajo, esta propuesta de ecuaciones se refiera a una relación empírica para la conductividad hidráulica en la forma de: (Braja M, 2013, págs. 128-130)

$$K \left( \frac{cm}{s} \right) = cD_{10}^2$$

Donde:

C = constante que varía de 1 – 1.5

D10 = diámetro efectivo en (mm)

#### **9.2.2.1.1. Gravas**

Para (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005) Los suelos de grava, como su nombre lo indica, están compuestos principalmente por partículas de grava. La grava es un material pétreo que se caracteriza por tener partículas de mayor tamaño en comparación con otros tipos de suelos, como la arena o la arcilla. Estos suelos tienen ciertas características distintivas. (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 2005, pp. 98-100)

- Tamaño de partículas
- Permeabilidad
- Capacidad de carga
- Estabilidad

#### **9.2.2.1.2. Arenas**

Los suelos de arena están compuestos principalmente por partículas de arena, que son partículas sólidas de tamaño medio en el espectro de los suelos. Estas partículas son más grandes que las partículas de arcilla, pero más pequeñas que las de grava. (Casona Olivo, 2005, p. 158)

#### **9.2.2.2. Suelos Cohesivos**

Los suelos cohesivos, se caracterizan por estar compuestos principalmente por partículas de tamaño muy fino, como arcilla y limo. Estos suelos presentan propiedades específicas debido a la cohesión entre sus partículas, es decir que los suelos cohesivos son todos

aquellos que cumplan las condiciones de cohesividad caso contrario serán catalogados como suelos granulares. (NEC, 2015, p. 29)

#### 9.2.2.2.1. Limos

Según (Braja M. Das, 2001), los suelos limosos se componen de partículas extremadamente pequeñas que incluyen gránulos de cuarzo muy finos y algunas partículas en forma de escalas, que son fragmentos de minerales con características de mica.

Los suelos limosos, también se encuentra en el medio del espectro de tamaño de partículas entre los suelos arenosos y los suelos arcillosos. Están compuestos principalmente por partículas de limo, que son más pequeñas que las partículas de arena, pero más grandes que las partículas de arcilla. (Braja M Das, 2001, pp. 2, 35, 37).

<b>Limos (entre 0,002 y 0,060 mm.)</b>
No suelen tener propiedades coloidales
A partir de 0,002 mm y a medida que aumenta el tamaño de las partículas, se va haciendo cada vez mayor la porción de minerales no arcilloso.
Partículas de forma redondeada.
Tacto áspero.
Mayor permeabilidad: $10^{-5} > K > 10^{-7}$ cm/seg.
Predominan las características de masa.
Se secan con relativa rapidez y no se pegan a los dedos.
Pueden ser colapsables.
No son expansivos.

*Ilustración 4 Suelos limosos. (Cassan, 1892)*

#### 9.2.2.2.2. Arcillas

Para (Braja M Das, 2001) las arcillas son principalmente partículas submicroscópicas en forma de escamas de mica, minerales arcillosos y otros minerales como materia orgánica. estas partículas están entre 0.002 a 0.005 mm se denominan arcillas.

La plasticidad se refiere a la característica de tipo masilla que presentan las arcillas cuando contienen una cantidad adecuada de agua. (Braja M Das, 2001, pp. 3-7)

### **9.2.2.3. Suelos mixtos**

Los suelos mixtos, en el campo de la geotecnia e ingeniería civil, son suelos que contienen una combinación de partículas de diferentes tamaños, lo que los sitúan en un punto intermedio entre los suelos granulares “como arena o grava” y los suelos cohesivos “como arcilla o limo”. Los suelos mixtos pueden tener una variedad de propiedades dependiendo de la proporción de partículas de distintos tamaños y su composición. (Casona Olivo, 2005)

Según (Cano, Tiago, Pastor Navarro, & Tomás, 2020) se utilizan en una variedad de aplicaciones de ingeniería, como la construcción de cimientos, carreteras y rellenos, donde la mezcla de partículas puede requerir técnicas de construcción específicas. Su comportamiento y sus características pueden variar ampliamente según la proporción de partículas gruesas y finas en la mezcla. (Cano, Tiago, Pastor Navarro, & Tomás, 2020, pp. 5-7)

## **9.3. Carga última del suelo**

La carga última del suelo se refiere a la máxima carga o presión que un suelo puede soportar antes de que ocurra una falla o colapso en las condiciones geotécnicas específicas de un sitio. Esta carga máxima se relaciona con la capacidad de carga del suelo y es un parámetro fundamental en la ingeniería geotécnica y la cimentación de estructuras.

La cual se determina mediante ensayos y pruebas geotécnicas, como el ensayo de corte directo, el ensayo de compresión no drenada, o mediante el uso de ensayos presiométrico, como mencionamos anteriormente. La capacidad de carga del suelo es una parte esencial del proceso de diseño de cimentaciones y estructuras, ya que garantiza que la estructura no sufra asentamientos excesivos o colapsos debido a la carga aplicada.



Es importante tener en cuenta que la carga última del suelo puede variar considerablemente según el tipo de suelo, su densidad, su contenido de humedad y otros factores geotécnicos. Lo que garantiza un diseño seguro y eficiente de las cimentaciones y otras estructuras. (Braja M, 2013, pp. 486-488)

#### **9.4. Teoría de Mohr Coulomb**

La teoría de Mohr-Coulomb es un modelo fundamental en la geotecnia e ingeniería civil que describe el comportamiento de los suelos y las rocas bajo cargas y tensiones. Fue desarrollado independientemente por dos científicos destacados, el ingeniero alemán Otto Mohr y el ingeniero civil francés Charles-Agustín de Coulomb en el siglo XIX. Esta teoría proporciona un enfoque para analizar la resistencia del suelo y predecir cuándo ocurrirán fallas en función de las condiciones de carga.

El Criterio de Falla de Mohr-Coulomb, establece que un suelo o una roca fallarán cuando la tensión cortante en un plano alcance un valor crítico. El criterio se formula de la siguiente manera:

$$\tau_f = f(\sigma)$$

Donde:

$\tau_f$  = *esfuerzo cortante en el plano de falla*

$\sigma$  = *esfuerzo normal en el plano de falla*

Para Mohr (1900) La envolvente de falla definida por la ecuación “ $\tau_f$ ” es una curva. Para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, es suficiente para aproximarse al esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal (Coulomb, 1776). Esta relación puede escribirse como:

$$\tau_f = c + \sigma * \text{Tan}\Phi$$

Donde:

c = cohesión

$\Phi$  = ángulo de fricción.

- **Ángulo de fricción interna ( $\Phi$ )**

El ángulo de fricción es un parámetro que caracteriza la resistencia del suelo al gradual.

Cuanto mayor sea el valor de  $\Phi$ , mayor será la resistencia al deslizamiento del suelo.

- **Cohesión (c).**

La cohesión (c), es una medida de la resistencia interna del suelo a la deformación plástica. Representa la fuerza de cohesión que mantiene unidas las partículas del suelo en ausencia de tensiones cortantes. Si un suelo es cohesivo, tiene un valor de “c” mayor que cero.

(Braja M, 2013, pp. 228-332)

## 9.5. Criterio de capacidad última de Terzaghi

Esta teoría según Braja M. Das (2013), es un enfoque fundamental en la ingeniería geotécnica que se utiliza para determinar la capacidad de carga admisible de un suelo bajo una cimentación. Fue desarrollado por el ingeniero austro - húngaro Karl Terzaghi, a menudo considerado el "padre de la mecánica de suelos", a principios del siglo XX. Esta teoría se basa en principios de mecánica de suelos y considera cómo los suelos responden a las cargas aplicadas.

Terzaghi en su teoría propuso que la capacidad última de carga de una cimentación se determina considerando dos componentes de carga; que para una cimentación continua o de franja, es decir, la relación entre el ancho y el largo de la cimentación tiende a 0, se supone que el área de falla en el suelo bajo carga última es similar a la que se muestra en la figura. Se

supone que el efecto del suelo sobre la base de cimentación es reemplazado por el efecto de una sobrecarga equivalente; (Braja M, 2013, pp. 481-485)

$$q = \gamma * Df$$

Donde:

$\gamma$  = peso específico del suelo. La zona de falla bajo la cimentación se separa en tres partes.

$Df$  = profundidad de la cimentación.

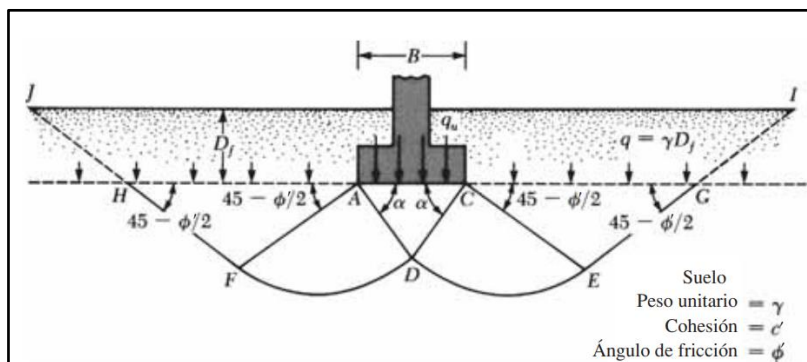


Ilustración 5. Falla de la capacidad de carga en una cimentación continua rígida en grava. (Braja M Das, 2001, p. 481).

Se supone que los ángulos C,A,D y A,C,D son iguales al ángulo de fricción del suelo (es decir,  $\alpha = \Phi$ ), se desprecia la resistencia al corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ. Utilizando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresa la capacidad última de carga de la siguiente forma:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \text{ Para cimentación en franja.}$$

Donde:

$c'$  = cohesión del suelo

$\gamma$  = peso unitario del suelo

$c'$  = cohesión del suelo

$q_u = \gamma Df$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga adimensionales y sólo son funciones del ángulo de fricción del suelo,  $\Phi$ .

Para zapatas cuadradas y circulares, Terzaghi sugirió las siguientes ecuaciones para la capacidad última de carga del suelo para;

- Zapatas cuadradas.

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

- Para Zapatas Circulares.

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma$$

Donde:

B = Diámetro de la zapata.

## 9.6. Eurocódigo 7

Según (UNE-ENV, 2002, pp. 13-14), La Comisión de las Comunidades Europeas (CCE) inició el trabajo de establecer un conjunto armonizado de normas técnicas para el proyecto de edificaciones y obra civiles que servirán primeramente como una alternativa a las distintas reglas de aplicación en los diferentes Estados que la conforman y que, en último término, las sustituirían. Estas reglas técnicas se conocen con el nombre de “Eurocódigo7 Estructurales”.

Son un grupo de normas para el diseño estructural y geotécnico de edificios y sistemas de ingeniería civil. Los Eurocódigo7 tienen finalidad es servir como referencia alternativa para demostrar la conformidad de los trabajos en edificios y estructuras como norma técnica para concebir los productos de construcción, en el apartado 7 de estos códigos está dedicado específicamente al área de la geotecnia.

Según (UNE-ENV, 2002), para los ensayos geotécnicos que requiere un proyecto de construcción este documento de referencia pretende certificar que al realizar los procedimientos de los ensayos estos alcanzan la calidad adecuada en campo y así mismo la

interpretación de sus resultados sean reflejo de lo obtenido, para tomar decisiones acertadas en beneficio del proyecto. (UNE-ENV, 2002, pp. 13-17)

### 9.6.1. Eurocódigo 7, a ensayo presiométrico.

Ecuación para determinar la resistencia portante de cimentaciones superficiales con el resultado del ensayo Presiométrico (MPM). (UNE-ENV, 2002, pp. 119-120)

$$\frac{R}{A'} = \sigma_{vo} + k(\rho_{LM} - \rho_o)$$

Donde:

R = es la Resistencia de la cimentación a cargas normales

A' = es el área de la base real tal como se define en ENV 1997-1

$\sigma_{vo}$  = es la fuerza vertical total (inicial) en el nivel de la base de la cimentación

$\rho_{LM}$  = es el valor representativo de la presión límite de Menard en la base de la cimentación superficial

$\rho_o$  = es el valor  $[k_o(\sigma_{vo} - u) + u]$  tomada convencionalmente  $K_o = 0.5$  y  $F_v$ , es la fuerza vertical total en el nivel ensayado, y “u” es la presión intersticial en el nivel ensayado

K = es el factor de Resistencia portante que se indica en la tabla

L = es la longitud de la cimentación

B = es la anchura de cimentación

De = es la profundidad equivalente de la cimentación

Categoría de suelo		PLM (Mpa)	K
Arcillas y limos	A	< 0,7	$0,8 \times [1 + 0,25 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
	B	1,2 - 2	$0,8 \times [1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
	C	>2,5	$0,8 \times [1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
Gravas y arenas	A	< 0,5	$[1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
	B	1,0 - 2,0	$[1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
	C	>2,5	$[1 + 0,80 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
Calizas	-	-	$1,3 \times [1 + 0,27 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$

*Ilustración 6 Valores deducidos para el factor de la resistencia portante (UNE-ENV, 2002, p. 119)*

## 9.7. Correlaciones

### Definición

La correlación intenta determinar la relación o dependencia que existe entre dos variables que afectan una distribución bivariado. En otras palabras, determina si los cambios en otra variable afectan el cambio. Cuando esto sucede decimos que las variables están correlacionadas, y los puntos de datos emparejados dan como resultado un patrón que se puede estimar mediante una línea recta. (TRIOLA, 2018, pág. 468) a continuación, se nombra alguna de estas:

#### 9.7.1. Correlaciones a partir del ensayo presiométrico.

La cohesión no drenada del suelo ( $C_u$ ) se obtiene a partir de las correlaciones para suelos finos establecidas por. (Baguelin, Jézéquel, & Shields, 1985, pp. 5-15)

$$C_u = \frac{Pl - P_o}{5.5}, \quad \text{para suelos suaves a firmes}$$

$$C_u = \frac{Pl - P_o}{8}, \quad \text{para suelos firmes a rígidos}$$

$$C_u = \frac{Pl - P_o}{8}, \quad \text{para suelos rígidos a muy rígidos}$$

Donde:

$P_l$ : Presión límite obtenida del ensayo presiométrico a la que se duplica el volumen inicial.

$P_o$ : Presión inicial.

Para la determinación de la cohesión efectiva del suelo ( $c'$ ), se utiliza la correlación establecida por Sorensen and Okkels (2013):

$$c' = 0.1C_u$$

Menard y sus colegas en Francia han adoptado un método empírico para determinar el ángulo de fricción de un suelo granular que se basa en la siguiente ecuación (Baguelin et al. 1978):

$$P_l = b2^{(\phi-24)/4}$$

Donde:

$b$ : constante igual a 1.8 para suelos húmedos con estructura suelta, y 3.5 para suelos secos estructurados.

El módulo de elasticidad del suelo ( $E$ ) se determina según la siguiente expresión:

$$E = E_m^{1/\alpha}$$

Donde:

$E_m$ : Módulo de Menard determinado en función de lo establecido según Gibson and Anderson (1961).

$\alpha$ : Factor empírico en función del tipo de material, establecido en función de la siguiente tabla.

	Peat		Clay		Silt		Sand		Sand and gravel	
	EM/PI	$\alpha$	EM/PI	$\alpha$	EM/PI	$\alpha$	EM/PI	$\alpha$	EM/PI	$\alpha$
<b>OC</b>			> 16	1	> 14	2/3	>12	1/2	> 10	1/3
<b>NC</b>		1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
<b>Wearththered and remoulded</b>			7 - 9	1/2		1/2		1/3		1/4

*Ilustración 7 Factor empírico  $\alpha$  para varios tipos de suelo. (Baguelin, Jézéquel, & Shields, 1985)*

El módulo de elasticidad edométrico ( $E_{oed}$ ) del suelo se determina según la siguiente expresión:

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$$

Donde:

$\nu$ : Módulo de Poisson

El módulo de elasticidad al 50% de deformación ( $E_{50}$ ) del suelo se determina según la siguiente expresión:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos(\phi) - \sigma_3 \sin(\phi)}{c \cos(\phi) + p_{ref} \sin(\phi)} \right)^m$$

Donde:

$E_{50}^{ref}$ : Módulo de elasticidad al 50% de deformación obtenido de ensayos triaxiales.

$p_{ref}$ : Presión atmosférica.

## 9.8. Normas a Utilizar

Para realizar los procedimientos de cada uno de los ensayos del laboratorio de mecánica de suelo que se utilizarán en este estudio son las normas ASTM (American Section of the International Association for Testing Materials) y las normas NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción), ISO, (Organización Internacional de Normalización)



### **9.8.1. ASTM - D - 2487.**

#### **Práctica Estándar para Clasificación de Suelos para Propósitos de Ingeniería (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).**

Esta práctica es un conjunto de instrucciones que nos permite realizar la clasificación de suelos para ámbitos ingenieriles, que tuvo sus inicios en gran parte por Arthur Casagrande en 1940, siendo de gran importancia para determinar el tipo de suelo y otras propiedades. De modo que este procedimiento nos ayude a tomar decisiones acertadas al momento de estar al frente de un proyecto de construcción. (American Society for Testing and Materials, 2001)

### **9.8.2. ASTM - D 2850 - 95.**

#### **Método Estándar De Prueba De Compresión Triaxial En Suelos Cohesivos No Consolidados No Drenados.**

Este procedimiento de ensayo evalúa las fuerzas y las relaciones entre la tensión y la deformación de una muestra de suelo cohesivo, ya sea en su estado natural o después de una remodelación. Los especímenes se ponen a una presión de confinamiento generada por un fluido en una cámara triaxial, y se prohíbe cualquier drenaje de la muestra durante el ensayo. La compresión de la muestra se realiza de manera controlada, manteniendo una relación constante entre la deformación axial controlada.

Además de esto, el método de ensayo proporciona información que permite determinar las propiedades de Fuerza No Drenada y establecer las relaciones entre la tensión y la deformación para suelos. Cabe destacar que, en este proceso, se mide la carga total aplicada a la muestra, sin realizar correcciones para la presión del agua en los poros del suelo.

### 9.8.3. NEC-SE-GC: Geotecnia y Cimentaciones.

Esta norma presenta las actividades que comprenden el reconocimiento de campo, la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo, de tal forma que se garantice un comportamiento adecuado de las estructuras (superestructura y subestructura) para edificaciones, puentes, torres, silos y demás obras, que preserve la vida humana, así como también evite la afectación o daño a construcciones vecinas. (NEC, 2015)

El objetivo general es de establecer los requisitos para proporcionar criterios básicos a utilizarse en los estudios geotécnicos para edificaciones, basados en la investigación del subsuelo, geomorfología del sitio y características estructurales de la edificación con el fin de proveer recomendaciones geotécnicas de diseño para cimentaciones futuras, rehabilitación o reforzamiento de edificaciones existentes. Se definen las metodologías, parámetros necesarios para el diseño de cimentaciones superficiales y profundas, así como para el diseño de excavaciones.

La normativa nos amplía el contenido en la cual tiene en consideración otros factores que anteriormente la normativa que no estuvo actualizada o contempladas , como en el tema de cargas no sísmicas , clasificación de suelos y de los estudios geotécnicos de la misma manera da a conocer las distintas correlaciones con diferentes tipos de estructuras como(hormigón, madera, acero, mampostería) de la misma manera dando criterios mínimos de funcionalidad y habitabilidad en la distintas edificaciones).

En la NEC 2015 tenemos establecidas:

- Cargas No sísmicas.
- Cargas Sísmicas y Diseños Sismo Resistente
- Estructuras de Mampostería Estructural.
- Geotecnia y Cimentaciones.

- Estructuras de Acero
- Estructuras de hormigón armado
- Estructuras de madera
- Viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 5m.
- Vidrio.

#### **9.8.3.1. Sobre la ejecución de los estudios geotécnicos**

Los estudios geotécnicos para las cimentaciones de edificaciones deben ser dirigidas y avaladas por ingenieros civiles, registrados por la SENESCYT. Para tal motivo el ingeniero director debe tener un amplio conocimiento sobre geotecnia preferible ser acreditado por estudios de postgrado en geotecnia. (NEC, 2015)

#### **9.8.3.2. Etapas generales del estudio y diseño geotécnico**

- Estudios geotécnicos preliminares
- Estudios geotécnicos definitivos

##### **9.8.3.2.1. Estudios geotécnicos preliminares**

El conjunto de actividades necesarias para abordar las características geotécnicas del terreno, estableciendo así condiciones y problemas que limitan su posible potencial, criterios geotécnicos y parámetros generales. Descripción detallada del proyecto. La investigación debe presentar el entorno y las características geológicas y del relieve de forma general. Asesoramiento geotécnico y de subsuelo para la preparación de proyectos, incluido Zonificación del área, amenazas de origen geológico, normas generales de cimentación y obras de construcción. Idoneidad del terreno. La presentación de dichos estudios queda a criterio exclusivo del Ingeniero. Ingeniería geotécnica teniendo en cuenta el tamaño y/o características especiales del proyecto. (NEC, 2015)

#### **9.8.3.2.2. Estudios geotécnicos definitivos.**

El estudio se realiza para un proyecto específico y requiere información detallada sobre las propiedades físicas y geomecánicas del subsuelo, así como recomendaciones detalladas para el diseño y construcción de obras relacionadas con todos los parámetros finales de dicha obra.

#### **9.8.3.3. Clasificación de las unidades de construcción por categoría.**

Una edificación de un proyecto que tenga alturas cargas y niveles de excavación diferentes. Y construcciones adosadas con longitudes máximas de longitud en planta 40 m. en casos donde las longitudes excedan las recomendadas se deberá seccionarse en varias unidades de construcción por fracciones.

En donde la norma clasifica las unidades de construcción como Baja, Media, Alta y especiales según el número de niveles y las cargas de servicio máximas en donde estipula. (NEC, 2015)

Según **NEC-SE-GC**:

- Para las cargas máximas se aplicarán las combinaciones de cargas vivas y carga muerta debida a su uso y ocupación de la edificación.  
Revisar NEC-SE-CG.
- Para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto donde están (subsuelos, terrazas).
- Para clasificar las edificaciones o construcciones se asignará la categoría más desfavorable que resulte de la siguiente imagen.

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (KN)
<b>Baja</b>	Hasta 3 niveles	Menores de 800
<b>Media</b>	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4000
<b>Alta</b>	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4001 y 8000
<b>Especial</b>	Mayor de 20 niveles	Mayor de 8000

*Ilustración 8: Clasificación de las unidades de construcción por categoría (NEC, 2015, pág. 23)*

#### **9.8.3.4. Métodos permitidos para la exploración de campo.**

Según (NEC, 2015) en el apartado nos presenta los requisitos para realizar los estudios geotécnicos de campo definitivos. En donde se trata principalmente del número de sondeos y otros métodos diferentes que también son permitidas.

##### **9.8.3.4.1. Exploración directa**

Aquí podremos utilizar cualquier método de exploración directa, sondeo, muestreos reconocidos en la práctica al tipo de material sustraído en campo; tales como:

- Calicatas o trincheras.
- Cono estático CPT, o dinámico DCP
- Dilatómetro
- Ensayo de Penetración Estándar, SPT.

##### **9.8.3.4.2. Exploración indirecta**

Podremos combinar los ensayos de exploración directa con los de indirecta, tales como.

- ReMi.

- Sondeos Eléctricos Verticales.
- Sísmica de refracción según la (ASTM D577)
- Sondeos Eléctricos Verticales.

Cabe recalcar se puede utilizar otros métodos geofísicos se podrían utilizar, pero no sustituirán a los métodos por sondeo.

#### 9.8.3.5. Número Mínimo de Sondeos

El número mínimo de sondeos necesarios de exploración y la profundidad en el terreno donde se efectuará el proyecto, se detalla en la siguiente tabla proporcionada por la NEC:

<b>CATEGORIA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN (Véase en la sección 2.5)</b>			
<b>Baja</b>	<b>Media</b>	<b>Alta</b>	<b>Especial</b>
Profundidad Mínima de sondeo 6m.	Profundidad Mínima de sondeos 15m.	profundidad Mínima de sondeos 25m.	Profundidad Mínima de sondeos 30m.
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

*Ilustración 9, Número mínimo de sondeos y profundidades por unidad de construcción. (NEC, 2015, pág. 23)*

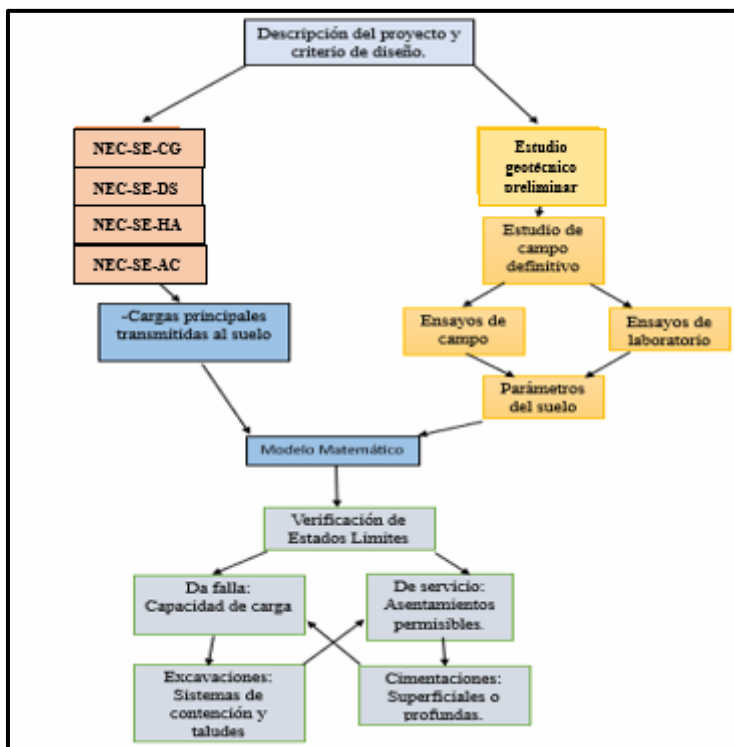
#### 9.8.3.6. Profundidad de los Sondeos

Por lo general el 50% de todos los sondeos deben lograr a la mayor profundidad entre las estipuladas en la siguiente tabla. Pero afectadas a su vez por los siguientes criterios los cuales deben ser justificados por el ingeniero geotécnico. La profundidad indicada a partir del nivel inferior de excavación para subsuelo o cortes de explanación para los rellenos la profundidad se considera al nivel original del terreno.

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

*Ilustración 10: Profundidades mínimas para los sondeos de acuerdo al tipo de cimentación. (NEC, 2015, pág. 24)*

### 9.8.3.7. Diagrama de Flujo de estudio geotécnico



*Ilustración 11: Diagrama de Flujo- elaboración propia*

### 9.8.4. Ensayo presiométrico de Menard. ISO 22476 - 4: 2012.

Esta parte de la Norma ISO 22476 especifica los requisitos del equipo, de ejecución del ensayo y de informe de resultados del ensayo presiométrico de Menard.

Describe el procedimiento para realizar del ensayo presiométrico Menard en suelos naturales, rellenos tratados o no tratados y en roca blandas en ambientes terrestres y marinos. Los resultados del ensayo presiométrico de esta parte de la norma se utilizan para determinar cuantitativamente los parámetros de presión y deformaciones última del suelo. Estos pueden proporcionar información litológica.

El ensayo de Menard se realiza mediante el crecimiento radial de la sonda trícilular una vez que esta esté introducida en el suelo para luego mediante la inyección de un volumen de líquido en la sonda, la expansión de las tres células de la sonda supone, en primera instancia, la puesta en contacto de la camisa exterior de la sonda con la pared de la cavidad y a continuación, la



presión en ellas da como resultado el desplazamiento del suelo. La presión aplicada y el volumen de la expansión asociada se miden y se registran, de forma que se obtiene la relación tensión-deformación del suelo ensayado.

Una vez finalizado y procesado los datos del ensayo se obtienen los siguientes parámetros de:

- El módulo presiométrico Menard EM.
- La presión límite Menard PLM.
- La presión de fluencia Menard PFM. (Organización Internacional de Normalización ISO, 2016)

## **9.9. Cimentaciones**

En general la función principal que cumplen las cimentaciones es transferir de forma uniforme las cargas de la estructura al subsuelo como se indica en el apartado de geotecnia y cimentaciones de la NEC 2015, donde además se analizan los siguientes tipos de carga:

- Las cargas vivas y muertas de las edificaciones.
- Las cargas sísmicas sostenidas.
- Cargas Sísmicas impartidas del peso propio.

Las cimentaciones deben construirse en suelos que presenten propiedades geomecánicas que nos garanticen:

- Resistencia al corte.
- Un excelente desempeño de la estructura para controlar los asentamientos.
- La resistencia se mantenga por debajo de los estados límites de falla o capacidad de carga y de servicio o asentamientos en los diseños de cimentación.

### 9.9.1. Clasificación de las cimentaciones

Las cimentaciones se clasifican en superficiales o profundas las cuales son definidas por la relación establecida en la NEC 2015, las cuales se presentan a continuación:

$$\frac{D_f}{B} \leq 4 = \text{Cimentaciones superficiales}$$

$$\frac{D_f}{B} > 4 = \text{Cimentaciones profundas}$$

Donde:

$D_f$ : Profundidad de desplante

$B$ : Ancho de la cimentación

En donde será seleccionado en base a los siguientes criterios:

- El análisis de la estructura que contemple la naturaleza de la misma y las cargas a transmitir.
- Condiciones del suelo basados en parámetros geotécnicos obtenidos de los ensayos de campo y de laboratorio.
- Costos que generen cada una de las opciones estudiadas.
- Las teorías que se empleen para determinar la capacidad admisible.

### 9.10. Factor de seguridad

Durante la aplicación de las cargas de servicio o trabajo, el diseño debe asegurarse de que los esfuerzos inducidos por la estructura o edificación sean menores a los esfuerzos admisibles del subsuelo.

En el diseño geotécnico, se utiliza un factor de seguridad global que considera o agrupa todas las incertidumbres asociadas durante el proceso de diseño, sin importar si se aplica a la resistencia de los geomateriales o a los efectos de las cargas. (NEC, 2015, pág. 29)

(Das, 2012) Sostiene que, para calcular la capacidad de carga permisible bruta de las cimentaciones superficiales, se debe aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, que es igual a:

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

A continuación, se presenta una tabla de los FS que nos proporciona la NEC-SE-GC:

CONDICIÓN	CONSTRUCCIÓN	ESTÁTICO	SISMO	PSEUDO ESTÁTICO
<b>Deslizamiento</b>	1.60	1.60	Diseño	1.06
<b>Volcamiento el que resulte más crítico de</b>				
<b>Excentricidad en el sentido del momento (e/B)</b>	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
<b>Excentricidad en el sentido del momento (e/B)</b>	≤ 1/6	≤ 1/6	Diseño	≤ 1/4
<b>Capacidad Portante</b>	Ver tabla 6 de la NEC			
<b>Estabilidad general del sistema:</b>				
<b>Permanente o de Larga duración (&gt; 6 meses)</b>	1.20	1.50	Diseño	1.05
<b>Temporal o de Corta duración (&lt; 6 meses)</b>	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00

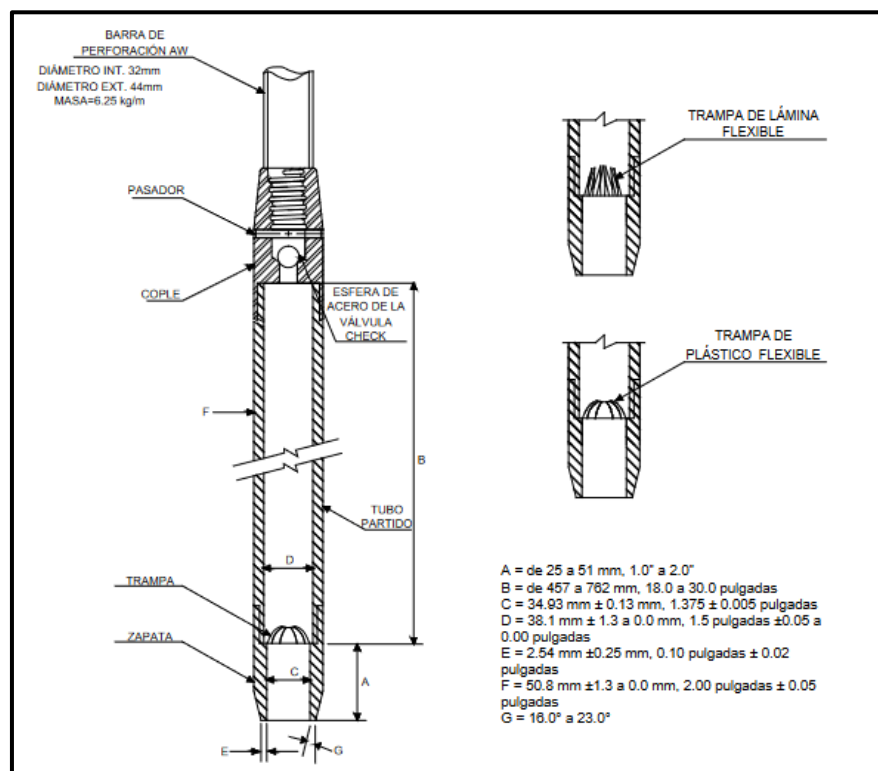
**Ilustración 12: Factores de seguridad (NEC, 2015, pág. 38)**

### 9.11. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Dada la dificultad de recuperar muestras sin cambios o inalteradas en la arena, el Dr. Karl Von Terzaghi propuso; basado en los resultados de trabajos anteriores de otros investigadores en 1927, son métodos alternativos para evaluar indicadores y propiedades

mecánicas de la arena, pruebas. Penetración Estándar o Medición de Penetración Estándar, su abreviatura en inglés SPT. Este método es un ensayo destructivo ya que perfora la estructura sólida original del suelo. Consiste básicamente en hincar un tubo partido se acciona mediante golpes de un martillo. Con una masa de 63,5 kg y se le permite caer libremente desde una altura de 76 cm. El objetivo es introducir al subsuelo con el impacto de la masa hasta avanzar a la profundidad optima y recuperar la muestra de suelo. (ROMERO, 2013, pág. 2)

Este método fue estandarizado en 1958 por la American Society for Testing Materials, ASTM, con la nomenclatura D 1586, según la normativa según las dimensiones del penetrómetro estándar deben ser y cumplir:



**Ilustración 13: Penetrómetro Estándar:** fuente (Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soil , D1586)

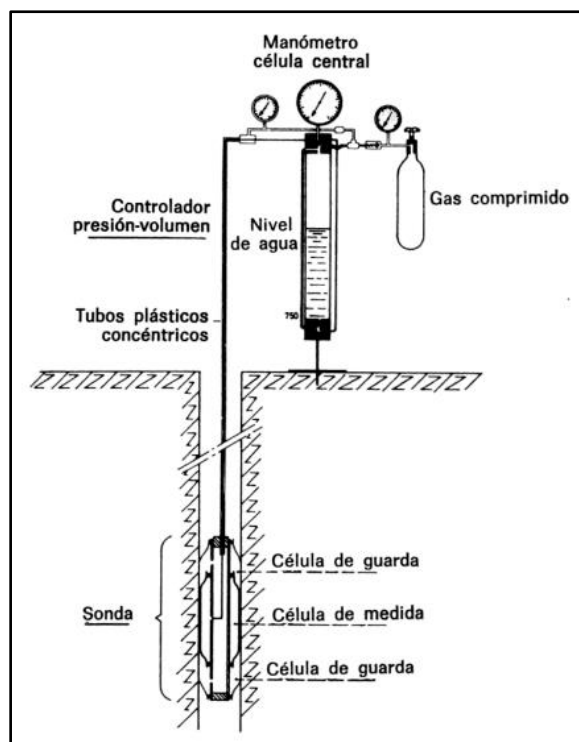
## 9.12. Ensayo Presiométrico

El ensayo presiométrico en suelos es una de las técnicas de exploración en sitio más completos que al realizar el procedimiento e interpretar sus resultados correctamente es posible obtener los parámetros del suelo necesarios para realizar tanto cálculos analíticos como, capacidad portante del suelo, dimensionar cimentaciones superficiales y profundas una gran ventaja a diferencia con otros ensayos este se realiza con relativa rapidez y permiten recibir respuestas en un tiempo que cumpla con los requisitos del trabajo. (Pérez de Ágreda & Arroyo Álvarez de Toledo, 2009)

Según (Pérez & Arroyo, 2009), en la actualidad, el uso es más común de este ensayo para calcular los módulos de deformación a partir de la medición del módulo presiométrico. De esta manera, es posible estimar de manera razonable parámetros geotécnicos como la presión última a la que se rompe el suelo, la resistencia al corte sin drenaje, el ángulo de fricción interna y un coeficiente de consolidación horizontal. Por lo que, puede resultar beneficioso contar con esta información como una alternativa o un complemento a los ensayos geotécnicos convencionales.

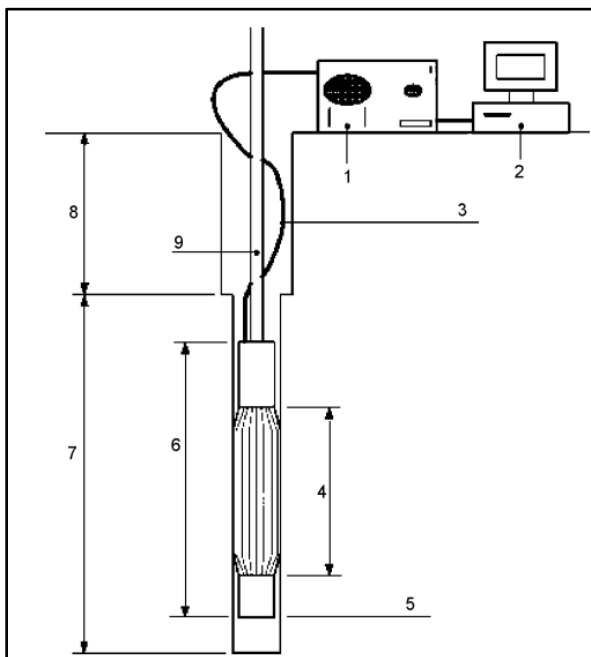
### **Definición y procedimiento.**

El medidor de presión estándar se conoce generalmente como el presiómetro de Menard y comprende dos componentes principales, la unidad de control y la sonda, como se muestra en el diagrama esquemático a continuación. (Devincenzi & Frank, 2013, pp. 1-6)



*Ilustración 14 Esquema del Equipo Presiométrico de Menard. (Devincenzi & Frank, 2013)*

Este tipo de ensayo mide la relación entre la presión aplicada y la deformación del suelo en función del volumen, y se utiliza para obtener información geotécnica importante sobre el comportamiento del terreno, consiste en aplicar una carga lateral estática al terreno por medio de una sonda cilíndrica dilatante radialmente que se introduce dentro de un sondeo realizado previamente, a una profundidad determinada, luego se aplica una presión a través de la sonda o celda, y se registra la deformación del suelo a medida que la presión aumenta. El ensayo permite obtener una curva de variación de las deformaciones volumétricas del suelo, en función del esfuerzo aplicado y definir una relación carga-deformación del terreno, en la hipótesis de una deformación plana.



*Ilustración 15 Partes del Equipo Presiométrico. (UNE-ENV, 2002, p. 37)*

El equipo presiométrico está conformado por:

- 1.- Control de ensayo.
- 2.- Procesador de datos.
- 3.- Cable de control o manguera
- 4.- Sección de expansión y cavidad.
- 5.- Base de la sonda.
- 6.- Sonda.
- 7.- Sondeo de ensayo.
- 8.- Sondeo.
- 9.- Varillas.

Con este ensayo se pueden determinar 3 parámetros: un módulo de deformación del suelo, una presión de fluencia (es decir de deformación) y una presión límite. El ensayo Menard es útil para evaluar la capacidad de carga del suelo y para proporcionar información sobre su comportamiento bajo cargas variables. (Cassan, 1892, p. 466)

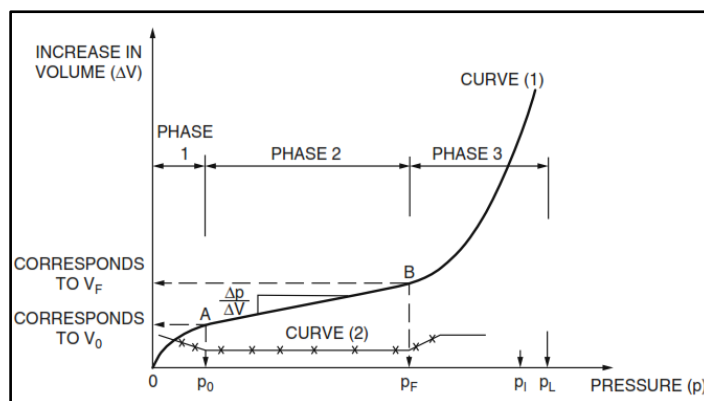


Ilustración 16 Curva que se obtiene Presiómetro Menard. (Cassan, 1892)

### 9.12.1. Procedimiento del ensayo presiométrico.

Para (Cassan, 1892). El proceso de llenado del dispositivo debe llevarse a cabo en la superficie del suelo, no durante la perforación. Esta operación requiere cuidado y atención, ya que es crucial asegurarse de que no queden burbujas de aire en la sonda ni en la tubería.

Una vez que se ha llenado el dispositivo en la superficie del suelo, es importante tomar precauciones antes de introducir la sonda. Esto incluye cerrar la válvula de entrada de agua para evitar que la presión hidrostática interna cause inundaciones en la celda central. La sonda es hueca y, por lo tanto, su desplazamiento en un agujero lleno de agua es relativamente sencillo, y no debe tenerse ningún efecto de tipo pistón.

Una vez que la sonda se ha bajado y bloqueado a la profundidad deseada, se abre la válvula de entrada de agua. Como resultado, el nivel de agua en el visor disminuye, lo que proporciona una lectura que corresponde a la presión igual a la columna de agua en el nivel de la sonda.

Es importante destacar que, sin importar la profundidad del ensayo, si se mantiene una diferencia de presión constante, es decir, las presiones leídas en los manómetros, la presión entre las células de medición y las células de guarda se volverá significativamente importante a gran profundidad. debido a la acción de la presión hidrostática interna que actúa en la celda central. (Cassan, 1892, pp. 466-470)



### 9.12.2. Análisis de la curva presiométrica.

La curva de presión generada durante el ensayo presiométrico muestra un comportamiento inicialmente lineal, lo que indica una relación proporcional entre el aumento relativo del diámetro del orificio de perforación y el aumento de las presiones. Esto sugiere que el suelo se comporta como un material elástico, al que se le puede atribuir un módulo de deformación constante  $E$ .

Esto ocurre a partir de una cierta precisión que corresponde al contacto inicial entre la sonda y las paredes del agujero, y posiblemente a una ligera re compactación del suelo.

Sin embargo, cuando las presiones aplicadas superan cierto umbral, las deformaciones relativas aumentan considerablemente, y la curva presiométrica se curva hacia el eje de las deformaciones positivas.

Este umbral se denomina "presión de fluencia". Esta marca el inicio de una fase de deformación plástica, seguida por la fase de grandes desplazamientos, que está limitada por una línea vertical cuya coordinación en el eje horizontal es la "presión límite". El ensayo presiométrico se puede analizar utilizando la teoría de expansión plástica de una cavidad cilíndrica en un medio indefinido, lo que permite definir tres características fundamentales.

- El módulo de elasticidad.
- La presión de fluencia.
- La presión límite.

### 9.13. Ensayo Triaxial

En el ámbito de la ingeniería geotécnica, no se puede subestimar la importancia del esfuerzo cortante en el suelo, ya que impacta directamente varios elementos críticos como la capacidad portante de los cimientos, la estabilidad de los taludes y la consideración implícita de la resistencia al esfuerzo cortante en el diseño de muros y muros de contención.

En otra perspectiva, el diseño de vías está influenciado indirectamente por la resistencia al corte de los suelos, ya sea en el análisis de la estabilidad de un talud o en el diseño de muros de contención, y directamente por el diseño de las cimentaciones que soporta la capa de rodadura, más precisamente, por tanto, tanto las estructuras como los terraplenes deben ser estables y seguros contra el colapso total bajo carga máxima.

El esfuerzo cortante puede ser determinado de muchas formas, como por ejemplo los que nos proporciona las normas ASTM, ensayo de penetración estándar - SPT (ASTM 1586), ensayo la veleta (ASTM D-4648), entre otros, muchos de esos métodos comprueban la resistencia al cortante indirectamente a través de correlaciones.

Por otro lado, en laboratorio también se puede evaluar las propiedades de resistencia de cada material que están presentes en el subsuelo, entre los cuales se puede nombrar los ensayos de, resistencia a la compresión uniaxial (ASTM D 2166), corte directo (ASTM D 3080 y ASTM D 6528) y pruebas de resistencia a la compresión triaxiales (ASTM D 4767 y ASTM D 2850). (Salas, 2011, págs. 15-20)

#### **9.13.1. Prueba Triaxial.**

La prueba de corte triaxial es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de resistencia al corte en laboratorio. Según (Salas, 2011), en una prueba triaxial, una muestra de suelo cilíndrica se recubre con una membrana de látex es puesta en una cámara de presión y la muestra puede ser tanto alterada como inalterada, es decir, alterada cuando se toman muestras sueltas de calicatas e inalteradas cuando se toma una muestra compacta cilíndrica directo del suelo de estudio. Siguiendo con el procedimiento hay discos porosos en la parte superior e inferior de la muestra que están conectados al sistema de drenaje para saturar o drenar la muestra.

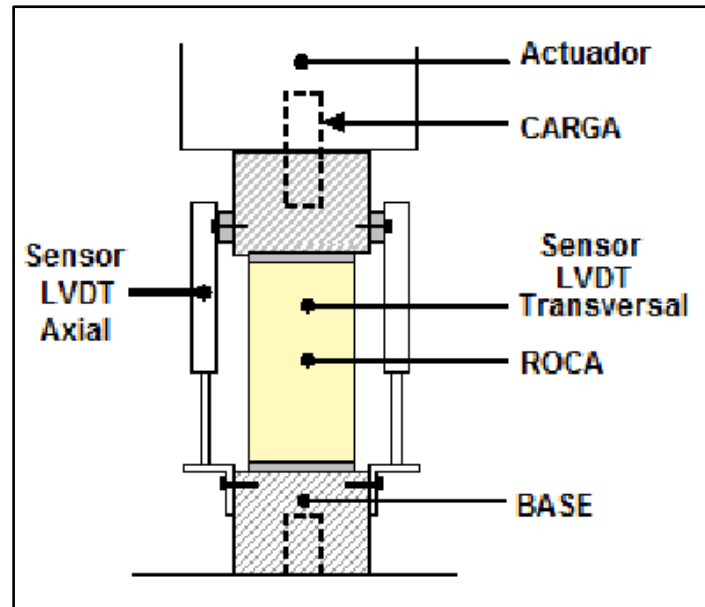


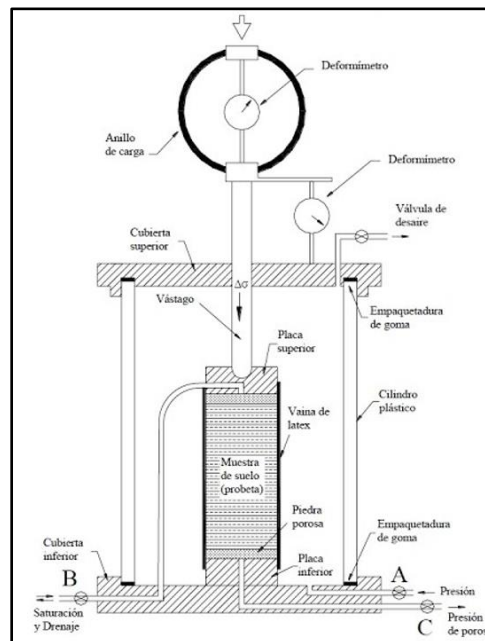
Ilustración 17 Esquema del Ensayo triaxial (Salas, 2011)

En estas pruebas, se pueden variar las presiones que actúan sobre la muestra de suelo en tres direcciones ortogonales sobre la muestra de suelo así, midiendo todas sus propiedades mecánicas. Las muestras suelen estar sujetas a la presión lateral, normalmente agua. El agua de la cámara puede alcanzar cualquier presión deseada mediante la acción de un compresor conectado a ella. La carga axial se transfiere a la muestra a través de un eje que pasa por la parte superior de la cámara.



Ilustración 18 Equipo de ensayo Triaxial. (Salas, 2011)

La presión que se ejerce con el líquido que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. Además de la presión del agua, en la parte inferior de la muestra, actuará también el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior. (Salas, 2011, pp. 15-20)



**Ilustración 19 Partes de equipo triaxial.** (Salas, 2011)

## 9.14. Ensayo de granulometría

Los tamaños de los granos varían significativamente en cualquier masa de suelo. Para clasificar correctamente un suelo, es necesario comprender su distribución granulométrica. Por lo general, la distribución granulométrica de un suelo de grano grueso se determina mediante un análisis granulométrico con mallas. La distribución granulométrica de un suelo de grano fino se puede obtener utilizando el hidrómetro. Esta sección presenta los elementos clave de estos análisis. (Das, 2012, pág. 2)

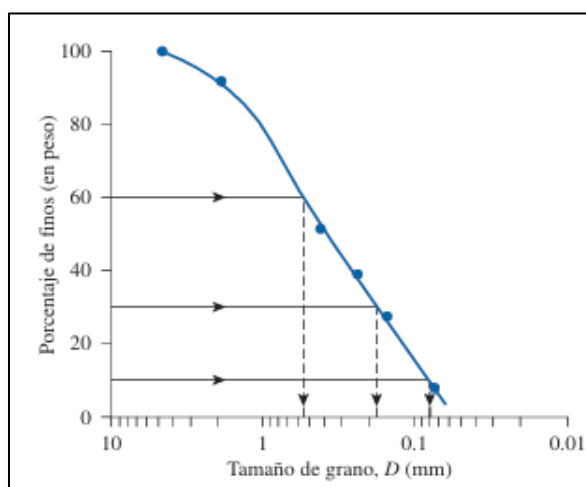
### 9.14.1. Determinación de granulométrico con malla

Según (Das, 2012) Un análisis granulométrico con mallas se lleva a cabo mediante el paso de una porción de suelo seco bien pulverizado a través de una serie de mallas con aberturas

cada vez más pequeñas que tiene una charola de fondo en su parte inferior. De esta manera se mide la cantidad de suelo retenido en cada malla y el porcentaje acumulado de suelo que pasa a través de cada una de estas. Este porcentaje generalmente se conoce como porcentaje de finos. En las siguientes ilustraciones se presenta el orden de los mallas o tamices con su respectiva numeración con sus aberturas para así de esta manera poder clasificar el suelo y la curva granulométrica.

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

**Ilustración 20:** Tamaños de mallas estándar en EE.UU. (Das, 2012, pág. 2)



**Ilustración 21:** Curva de la distribución granulométrica (Das, 2012, pág. 3)

De acuerdo con la curva de distribución granulométrica, donde encontramos el porcentaje de finos (peso).

Las curvas de distribución granulométrica de los suelos de grano grueso pueden ser utilizadas para calcular dos parámetros: 1) el coeficiente de uniformidad ( $C_u$ ) y 2) el coeficiente de graduación, también conocido como coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) expresados por las siguientes expresiones: (Das, 2012, pág. 3)

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

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

Donde:

$D_{10}, D_{30}, D_{60}$ : que corresponden al porcentaje de finos que pasa el 10%,30%,60% respectivamente, estos parámetros tanto de  $C_u$  y  $C_c$  se utiliza en el sistema unificado de clasificación de suelos.

### **9.15. Humedad**

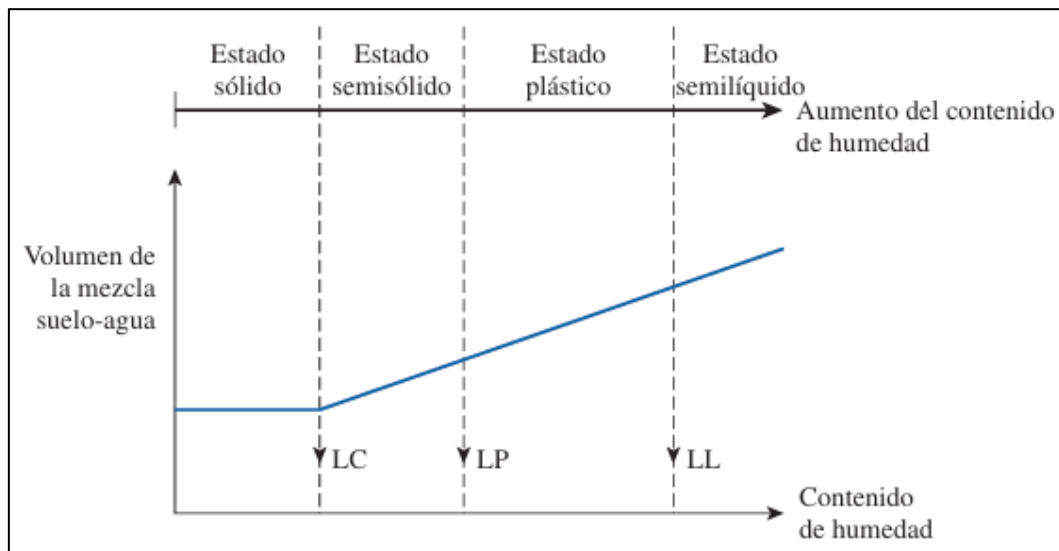
Determinar y registrar la masa de un contenedor limpio y seco (y su tapa si es usada). Seleccionar especímenes de ensayo representativos de acuerdo lo indicado en anteriormente. Determinar el peso del contenedor y material húmedo usando una balanza Secar el material hasta alcanzar una masa constante. Mantener el secado en el horno a  $110 \pm 5$  °C a menos que se especifique otra temperatura. Determinar el peso del contenedor y el material secado al homo.

### **9.16. Límites de Atterberg**

Un suelo arcilloso puede fluir como un semilíquido cuando se mezcla con agua. El suelo se comportará como un material plástico, semisólido o sólido dependiendo de su

contenido de humedad a medida que se seca lentamente. El límite líquido (LL) es el porcentaje de humedad del suelo que pasa de un estado líquido a uno plástico.

De manera similar, los límites plásticos (LP) y de contracción (LC) respectivamente estos son Los límites de Atterberg se describen a continuación en la siguiente figura. (Das, 2012, pág. 15)



**Ilustración 22 de los Límites de Atterberg** (Das, 2012, pág. 16)

Como sostiene (Das, 2012) la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico de un suelo se resume por el índice de plasticidad. (IP) el cual está determinado por la siguiente ecuación:

$$IP = LL - LP$$

Donde:

LL=Límite Líquido (%)

LP=Límite Plástico (%)

## 10. Metodología

### ➤ El proceso de ejecución del trabajo.

Para la concepción de este proyecto partimos de una investigación bibliográfica para posteriormente partir de datos estandarizados para cierto tipo de suelos, de esta manera determinar la correlación para obtener  $C$  y  $F_i$  mediante el ensayo presiométrico, conjuntamente con la teoría de Terzaghi y el eurocodigo7, corroborando con ensayos triaxiales que la correlación calculada se acoja a los tipos de suelos de la ciudad de Cuenca.

### ➤ Métodos de investigación teóricos y empíricos.

El presente proyecto está definido por dos etapas.

Primera etapa; Investigación teórica, bibliográfica, donde la recopilación de información se hará de diferentes autores y fuentes bibliográficas.

Segunda etapa; Analítica y Cuantitativa, una vez obtenido los datos necesarios realizar los cálculos respectivos que nos llevara a concebir nuestro objetivo principal, de esta manera cuantificamos los resultados de nuestro proyecto de titulación.

### ➤ Variables y su operacionalización.

#### Variables:

- El módulo presiométrico Ménard EM.
- La presión límite Ménard PLM
- La presión de fluencia Ménard PFM.
- Valor de la cohesión del suelo ( $c$ )
- El ángulo de fricción del suelo ( $\Phi$ ).

Con estas variables se procederá a determinar en primera instancia la correlación entre el ensayo presiométrico y la teoría de Terzaghi junto la norma del eurocodigo 7.



➤ **Hipótesis de estudio, métodos de contraste y comprobación.**

A partir de la variables y datos iniciales mencionados anteriormente comprobar si la corrección calculada se acoge a los tipos de suelos que existen en nuestra región.

➤ **Software para análisis de datos.**

Hojas de Excel que nos facilita realizar de manera eficiente los cálculos.

➤ **Métodos, técnicas e instrumentos para recolección de datos.**

Ensayo presiométrico que nos permite obtener 3 variables fundamentales para nuestro proyecto que son:

- La presión de fluencia Ménard PFM.
- Valor de la cohesión del suelo.
- El ángulo de fricción del suelo ( $\Phi$ ).

➤ **Mecanismos, métodos e instrumentos de medición.**

Ensayos geotécnicos de campo y laboratorio como ensayo triaxial, granulometría, ensayo presiométrico.

➤ **Fórmulas empíricas, de modelamiento matemático y/o estadísticas.**

Correlaciones A Partir De Ensayo Presiométrico

$$C_u = \frac{Pl - P_o}{5.5}, \quad \text{para suelos suaves o firmes}$$

$$C_u = \frac{Pl - P_o}{8}, \quad \text{para suelos firmes o rígidos}$$

$$C_u = \frac{Pl - P_o}{8}, \quad \text{para suelos rígidos a muy rígidos}$$

Donde:

$P_l$ : Presión límite obtenida del ensayo presiométrico a la que se duplica el volumen inicial.

$P_o$ : Presión inicial.

- **Eurocodigo7, a ensayo presiométrico.**

$$\frac{R}{A'} = \sigma_{vo} + k(\rho_{LM} - \rho_o)$$

Donde:

R = es la Resistencia de la cimentación a cargas normales

A' = es el área de la base real tal como se define en ENV 1997-1

$\sigma_{vo}$  = es la fuerza vertical total (inicial) en el nivel de la base de la cimentación

$\rho_{LM}$  = es el valor representativo de la presión límite de Menard en la base de la cimentación superficial

$\rho_o$  = es el valor  $[k_o(\sigma_{vo} - u) + u]$  tomada convencionalmente  $K_o = 0.5$  y  $F_v$ , es la fuerza vertical total en el nivel ensayado, y “u” hoy es la presión intersticial en el nivel ensayado

K = es el factor de Resistencia portante que se indica en la tabla

L = es la longitud de la cimentación

B = es la anchura de cimentación

De = es la profundidad equivalente de la cimentación

**Criterio de capacidad última de Terzaghi:**

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN$$

*Para cimentaciones en franja.*

Donde:

$c'$  = *cohesión del suelo*

$\gamma$  = *peso unitario del suelo*

$c'$  = *cohesión del suelo*

$$q_u = \gamma Df$$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga adimensionales y sólo son funciones del ángulo de fricción del suelo,  $\Phi$ .

Para zapatas cuadradas y circulares, Terzaghi sugirió las siguientes ecuaciones para la capacidad última de carga del suelo para;

- Zapatas cuadradas.

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

- **Métodos, indicadores y estadísticos de análisis y contraste.**

Correlaciones

- **Unidades de estudio, población y muestra.**

El estudio se realizará en la provincia del Azuay, cantón Cuenca, ya sea en suelos cohesivos, granulares o mixtos, donde se obtendrá datos geotécnicos para el desarrollo de este proyecto.

## **11. Resultados de los ensayos de campo y laboratorio**

### **11.1. Ensayos de campo**

- Ensayo de penetración Estándar (SPT)
- Ensayo Presiométrico

#### **11.1.1. Trabajo de Campo**

Para llevar a cabo el estudio, primero se empezó por la realización del ensayo de penetración estándar SPT, para de esta manera tomar la muestra, donde se ejecutarán perforaciones alrededor de 5 m de profundidad en intervalos de 1 m para realizar los respectivos ensayos de clasificación SUCS, de la misma manera abrir camino para poder ingresar el Presiómetro de Menard y realizar el respectivo ensayo.

Los distintos ensayos se ejecutaron en función a lo que especifican las normas correspondientes las mismas fueron realizados en el laboratorio de suelos de la empresa GEO & GEO CIA. Ltda. Cuenca-Ecuador. La cual brindó todo su apoyo para dicho proyecto.

##### **11.1.1.1. Ubicación del proyecto**

Challuabamba, el área de interés es una planicie cercana a la panamericana norte E35 (corredor arterial – Troncal de la Sierra) a escasos metros del río Cuenca, por lo cual el nivel freático es de 3 metros. Generalmente en la zona la morfología es sinusoidal o con fuertes laderas de erosión (fluviales y acumulativos). Corresponde a la formación Azogues; secuencia sedimentaria típicamente clástica, con areniscas tobáceas de grano medio a grueso, color café amarillentas, con capas de lutitas, limolitas y pocas intercalaciones de conglomerados.



Ilustración 23 Ubicación del proyecto Challuabamba- fuente: Google Earth

### 11.1.1.2. Ubicación Geográfica

Las coordenadas geográficas que obtuvimos fueron obtenidas por el programa Google Earth de la zona de estudio.

<b>Zona:</b>	17 M
<b>Coordenadas:</b>	734446.49 m E
<b>Coordenada Norte:</b>	9685198.53 m S

Ilustración 24: Zona de ubicación del proyecto fuente: Google Earth

- Coordenadas Geográficas

<b>Latitud:</b>	2°50'46.43"S
<b>Longitud:</b>	78°53'26.43"O

Ilustración 25: Coordenadas Geográficas fuente: Google Earth

- Coordenadas UTM

Segundos								
Latitud	Grados°:	2	Minutos':	50	Segundos":	46.43	Hemisferio:	S/-
Longitud	Grados°:	78	Minutos':	53	Segundos":	26.43	Hemisferio:	W/-
Coordenadas Estándar UTM								
Zona:		17						
Hemisferio:		S						
Este (UTMX):		734480.5						
Norte (UTMY):		9685189						

**Ilustración 26: Coordenadas UTM fuente: Google Earth**

## 11.2. Ensayos de laboratorio

Con las pruebas sustraídas de campo alteradas se realizan ensayos como son los de granulometría, humedad natural, límites de Atterberg del suelo con las muestras alteradas y poder llegar a la clasificación por medio del sistema unificado (SUCS), de igual manera se realizarán ensayos triaxiales con el fin de corroborar los resultados del ángulo de fricción y cohesión determinados por la correlación.

## 11.3. Resultados del ensayo de penetración estándar SPT

Consiste en la hincada en el terreno de una punta metálica mediante golpes por lo que da idea de la resistencia del terreno ya que se contabilizan el número de golpes necesarios para introducir una toma muestras tubular de acero hueco o con puntazo ciega, mediante una maza de 63,5 kg que cae repetidamente desde una altura de 76,2 cm.

El valor N de resistencia a la penetración que consiste en sumar los números de golpes de los dos tramos intermedios de 15 cm desechándose tanto el primer como el último tramo por posibles alteraciones del suelo. Cuando la resistencia del terreno es elevada puede darse por finalizado cuando en un tramo se alcancen más de 50 golpes, *rechazo* y se suele indicar con una R mayúscula.

**MÉTODO DE PERFORACIÓN:** SPT automático con estación hidráulica

**TIPO DE CUCHARA PARTIDA:** Muestreador estándar

# de muestra	Prof. Inicio m	Prof. Final m	N de Golpes	Penetración cm	N de Golpes	Penetración cm	N de Golpes	Penetración cm	$\Sigma$
<b>M1</b>	1.70	2.15	1	15	0	15	0	15	1
<b>M2</b>	3.55	4.55	2	15	1	15	1	15	4

**Tabla1: Número de Golpes SPT fuente propia**



**Ilustración27: Ensayo SPT fuente (GEO & GEO CIA. Ltda.)**

#### **11.4. Análisis de los ensayos presiométrico realizados en campo para la determinación del ángulo de fricción y la cohesión.**

##### **Procedimiento. –**

Una vez realizada la perforación con ayuda del SPT de esta manera abrimos camino para introducir la sonda del presiómetro, se fijan tanto el cable de control o manguera como el tubo de presión, al momento que el presiómetro se va introduciendo se asegura que no exista una inestabilidad ya que podría haber errores y la sonda podría romperse, una vez que el presiómetro se encuentra en la posición óptima, se realiza los siguientes pasos:

- Realizar la instalación del equipo presiométrico

- Acoplar el tanque de nitrógeno al equipo presiométrico el cual se encarga de dar presión a la sonda.
- Calibración del equipo presiométrico.
- Introducir la sonda en el suelo a la profundidad requerida.
- Realizar los registros de volumen cada 15 segundos y el aumento de presión cada minuto hasta que el suelo llegue a su punto de fractura.
- El ensayo está terminado cuando, el suelo llegue a la deformación y presión máxima, es decir cuando este se fractura.



Ilustración 28 Presiómetro y Tanque de Nitrógeno- fuente (GEO & GEO CIA. Ltda.)

#### Resultados. –

Se realizó 5 ensayos PMT a distintas presiones empezando desde los 0.25 bar o de 0.50 bar los cuales se incrementarán cada minuto.

Análisis de los datos del ensayo presiométrico ejecutados en campo realizados en Challuabamba Cuenca-Ecuador.



## PTM#1

Lecturas del ensayo						
N°	Presión (bar)	Presión (MPa)	Volumen (cm <sup>3</sup> )			Dif V60/V30
			15s	30s	60s	
1	0.250	0.025	25.00	25.00	25.00	0
2	0.500	0.050	45.00	55.00	65.00	10
3	1.000	0.100	95.00	100.00	105.00	5
4	1.500	0.150	115.00	120.00	125.00	5
5	2.000	0.200	145.00	148.00	150.00	2
6	3.000	0.300	175.00	178.00	182.00	4
7	4.000	0.400	205.00	210.00	211.00	1
8	5.000	0.500	235.00	239.00	240.00	1
9	6.000	0.600	280.00	292.00	295.00	3
10	7.000	0.700	340.00	365.00	405.00	40

Ilustración 29: Lectura del ensayo presiómetro, fuente (GEO &amp; GEO CIA. Ltda.)



Ilustración 30: Curva del ensayo Presiometrico fuente (GEO &amp; GEO CIA. Ltda.)

PTM#2

Lecturas del ensayo						
N°	Presión (bar)	Presión (MPa)	Volumen (cm <sup>3</sup> )			Dif V60/V30
			15s	30s	60s	
1	0.500	0.050	50.00	51.00	54.00	3
2	1.000	0.100	95.00	120.00	127.00	7
3	1.500	0.150	157.00	170.00	175.00	5
4	2.000	0.200	210.00	230.00	243.00	13
5	2.500	0.250	280.00	305.00	330.00	25
6	3.000	0.300	360.00	375.00	394.00	19

Ilustración 31 : Lectura del ensayo presiometro, fuente (GEO & GEO CIA. Ltda.)

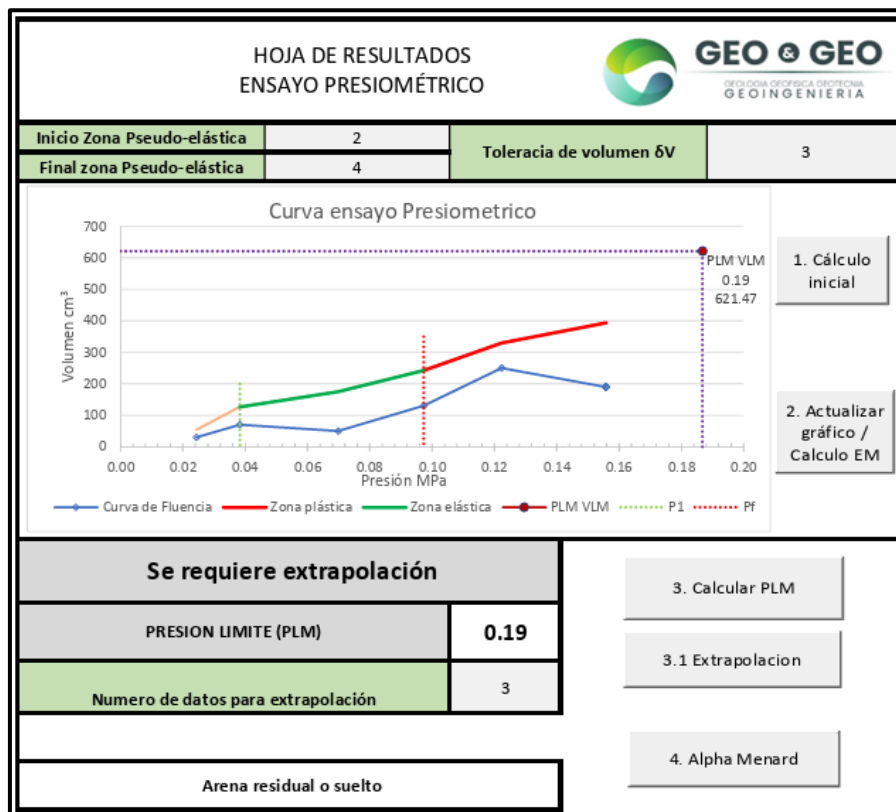


Ilustración 32: Curva del ensayo Presiométrico fuente (GEO & GEO CIA. Ltda.)

## PTM#3

Lecturas del ensayo						
N°	Presión (bar)	Presión (MPa)	Volumen (cm <sup>3</sup> )			Dif V60/V30
			15s	30s	60s	
1	0.550	0.055	37.50	43.00	43.50	0.5
2	1.200	0.120	64.00	70.00	74.00	4
3	1.500	0.150	85.00	86.00	90.00	4
4	2.000	0.200	100.00	102.00	103.00	1
5	2.600	0.260	125.00	129.00	130.00	1
6	3.050	0.305	148.00	150.00	151.00	1
7	3.600	0.360	170.00	172.00	173.00	1
8	4.000	0.400	185.00	182.00	183.00	1
9	4.500	0.450	212.00	215.00	216.00	1
10	5.000	0.500	240.00	250.00	255.00	5
11	5.500	0.550	276.00	285.00	294.00	9
12	6.000	0.600	312.00	316.00	328.00	12
13	6.500	0.650	360.00	375.00	387.00	12

Ilustración 33: Lectura del ensayo presiometro, fuente elaboración Propia

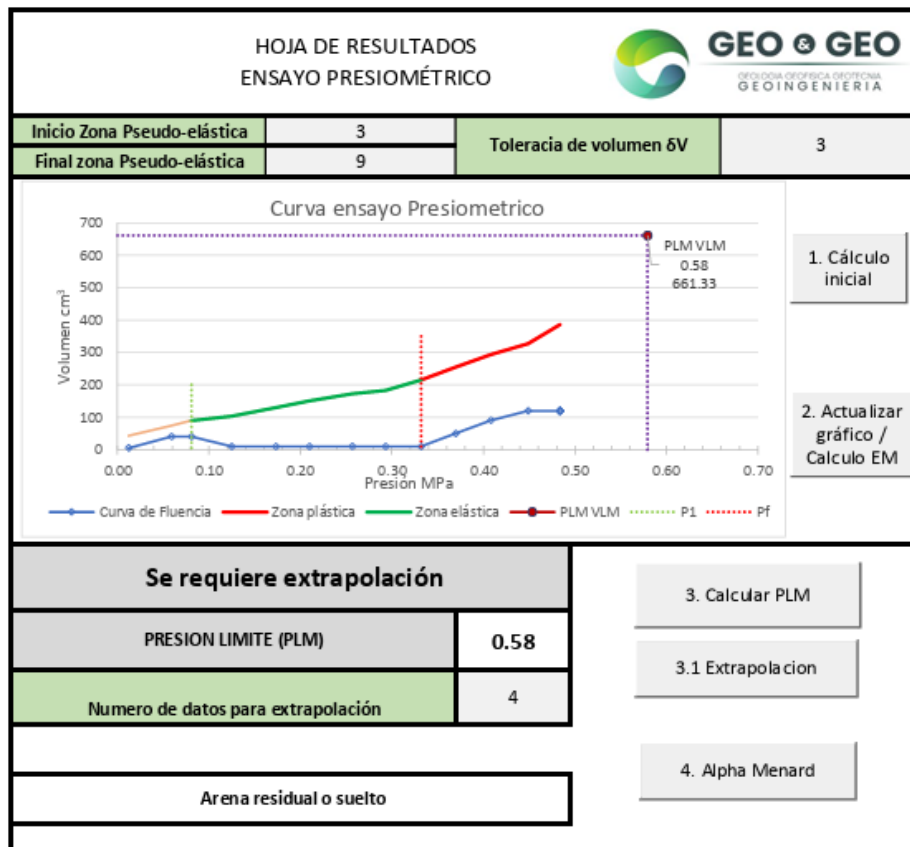


Ilustración 34: Curva del ensayo Presiométrico fuente (GEO &amp; GEO CIA. Ltda.)





## 11.5. Ensayo de humedades resultados

Determinar y registrar la masa de un contenedor limpio y seco (y su tapa si es usada). Seleccionar especímenes de ensayo representativos de acuerdo lo indicado en anteriormente. Determinar el peso del contenedor y material húmedo usando una balanza secar el material hasta alcanzar una masa constante. Mantener el secado en el horno a  $110 \pm 5$  °C a menos que se especifique otra temperatura. Determinar el peso del contenedor y el material secado al horno.

### Cálculo de la humedad del suelo.

Datos de muestra húmeda #1 Prof. Inicio 1.70m Prof. fin 2.15m



#	# Molde	Peso húmedo (gr)	Peso seco (gr)	Peso Agua (gr)	Humedad (%)
1	22	49.04	43	6.04	14.047
2	119	43.76	39.67	4.09	10.310
3	35	51.04	45.7	5.34	11.685

Tabla 3 de humedades muestra 1 fuente propia

Datos de muestra húmeda #2 Prof. Inicio 3.55 m Prof. fin 4.55m.



#		Peso húmedo	Peso seco	Peso Agua (gr)	Humedad (%)
1	24	36.61	33.55	3.06	9.121
2	90	35.14	32	3.14	9.813
3	94	54.1	47.17	6.93	14.692

**Tabla 4 de humedades muestra 2 fuente propia**

Promedios de humedad de cada muestra

Muestra 1	H =	12.01 %
Muestra 2	H =	11.21 %

## 11.6. Densidad

Para el caso del peso específico al no tener la muestra necesaria para realizar dicho ensayo, usamos la siguiente tabla en base al SPT para determinar el peso específico del suelo analizado mediante la siguiente tabla:

<b>Suelos granulares</b>			
<b>Según Bowles la correlación entre N numero de golpes en el ensayo normal de penetración SPT, el peso húmedo, <math>\gamma</math>, y <math>\emptyset</math> es el siguiente</b>			
<b>N</b>	<b>Descripción del material</b>	<b><math>\gamma</math>,kgf/m<sup>3</sup></b>	<b><math>\emptyset</math></b>
<b>0-4</b>	Muy suelto	1100-1600	22-30°
<b>4-10</b>	Suelto	1400-1800	27-32°
<b>10-30</b>	Medio	1750-2050	30-35°
<b>30-50</b>	Denso	1800-2250	35-40°
<b>50</b>	Muy denso	2080-2400	30-43°

**Ilustración 39: Densidad en función del número de golpes del SPT (M.J, 2021)**

# de muestra	Prof. Inicio m	Prof. Fin m	N de Golpes	N de Golpes	N de Golpes	$\Sigma$
<b>M1</b>	1.70	2.55	1	0	0	1
<b>M2</b>	3.55	4.55	2	1	1	4

**Tabla 5: Numero de Golpes SPT fuente propia**

N spt	Densidad relativa (Dr)
<b>&lt; 4</b>	<b>&lt; 0.15</b>
<b>4 - 10</b>	<b>0.15 – 0.35</b>
<b>10 - 30</b>	<b>0.35 – 0.45</b>
<b>30 - 50</b>	<b>0.45 – 0.58</b>
<b>&gt; 50</b>	<b>0.58 – 1.00</b>

**Ilustración 40: Densidad relativa (M.J, 2021)**

Por lo tanto, en base al número de golpes de elegirá la densidad:

se tomará un valor de  $= 1400 \frac{Kgf}{m^3}$

## 11.7. Ensayo límites de Atterberg.

### Determinación de los límites líquidos y plásticos

**Límite Líquido:** Determinar el peso y el volumen de una muestra inalterada, calculando la cantidad de humedad esta expresado en porcentaje del suelo secado en horno, es decir éste se encuentra entre el límite plástico y líquido.

**Limite plástico:** La humedad más baja con la que pueden conformar barritas de suelo de 3,2 mm (1/8") de diámetro, rodando dicho suelo entre la palma de la mano y una superficie lisa (vidrio esmerilado), sin que dichas barritas se desmoronen.

### Consistencia y límites de Atterberg.

Estos valores apartan las distintas formas o consistencias del suelo. Así, diferenciamos entre consistencia sólida, consistencia friable (desmenuzable fácilmente), semisólida,



consistencia plástica y consistencia viscosa o fluida. El contenido de humedad y los límites de Atterberg se expresan en porcentaje de agua en peso de suelo seco.

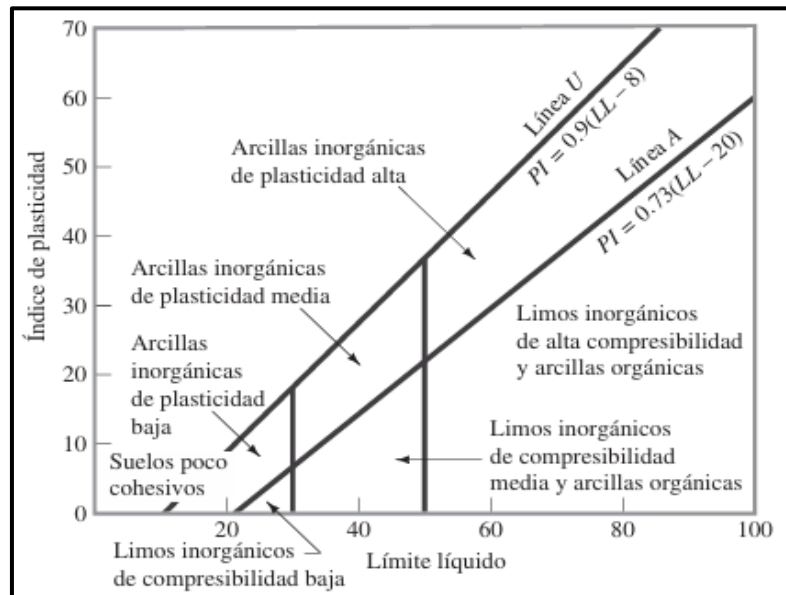


Ilustración 41- Carta de plasticidad (Braja M, Fundamentos de ingeniería geotécnica, 2013, pág. 74)

**Índice de plasticidad:** influye de forma notable en las propiedades dinámicas de los suelos, se define índice de plasticidad como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, es decir, índice de plasticidad (I.P.)

Tenemos así:

$$IP = LL - LP$$

Donde:

LL=Límite Líquido (%)

LP=Límite Plástico (%)

**Nota.** - El suelo en su mayoría conformado por arenas con baja cantidad de material fino por lo cual no es posible determinar los límites de consistencia ya que la muestra para proceder con el ensayo es insuficiente por lo tanto se obtiene los siguientes resultados.

**Resultados:**

Limite liquido = 0

Limite plástico = 0

Indicé de Plasticidad = No Plástico

### 11.8. Ensayo de Granulometría

Se obtiene la distribución según el tamaño de sus partículas, con el fin de comprobar sus propiedades mecánicas, antes del ensayo se lavará la muestra hasta que quede limpia posterior a esto secarla. Nos dará la proporción de limo, arcilla, arena, y grava, teniendo interés geológico, edafológico y sedimentológico. Se tamiza el material por los tamices colocados de forma ascendente. Los comúnmente usados son; el tamiz N.º 4 (4,76 mm), el N.º 10 (2 mm), el N.º 40 (0,42 mm) y el N.º 200 (0,074 mm).

El tamizado del material lavado y secado se lo hizo de manera manual por un lapso de tiempo de 5 minutos.

Datos de Muestra:

<b>Peso tara [gr]</b>	<b>104.1</b>
<b>Peso seco + tara [gr]</b>	860.00
<b>Peso lavado seco + tara [gr]</b>	730.0
<b>Peso seco [gr]</b>	755.9
<b>Peso lavado seco [gr]</b>	625.9

**Tabla 6: Datos de la Muestra**

Peso tamiz	Peso material + tamiz
<b>0.0</b>	<b>0.0</b>
<b>30.0</b>	<b>134.0</b>
<b>20.0</b>	<b>124.0</b>
<b>50.0</b>	<b>154.0</b>
<b>130.0</b>	<b>234.0</b>
<b>160.0</b>	<b>264.0</b>
<b>240.0</b>	<b>345.9</b>

Tabla 7: Peso del material y peso del Tamiz

# de Tamiz	Abertura	Peso de material retenido [gr]	% Retenido parcial	% Retenido acumulado	% Que pasa	Valor corrección
<b>1</b>	<b>25.4</b>	0.0	0.0%	0.0%	100.0%	
<b>N. 3/8</b>	<b>9.50</b>	104.0	13.8%	13.8%	86.2%	
<b>N. 4</b>	<b>4.76</b>	104.0	13.8%	27.5%	72.5%	
<b>N. 10</b>	<b>2.00</b>	104.0	13.8%	41.3%	58.7%	
<b>N. 40</b>	<b>0.43</b>	104.0	13.8%	55.0%	45.0%	
<b>N. 200</b>	<b>0.08</b>	104.0	13.8%	68.8%	31.2%	
<b>Fondo</b>		105.9	14.0%			
<b>Finos lavados</b>		130.0	17.2%			
<b>TOTAL</b>		755.9				

Tabla 8: Calculo granulométrico Fuente propia

<b>Peso Inicial antes de tamizar</b>	<b>755.9</b>	
<b>Cálculo de error</b>	0.0%	OK
<b>Valor de corrección</b>	0.0	
<b>Tamiz de corrección</b>	#N/D	

Tabla 9: valores de error y corrección

HUMEDAD NATURAL	
<b>PESO HUM.</b>	852.8
<b>PESO SECO</b>	755.9
<b>% HUMEDAD</b>	12.8%
<b>M. de finura arena</b>	1.93

Tabla 10: Humedad Natural fuente propia



Ilustración42: Tamices fuente, Laboratorios GEO & GEO CIA. Ltda.

## 11.9. Clasificación de suelos SUCS

Se grafican el índice de plasticidad, IP, versus el límite líquido de la fracción más fina de los suelos (arcillas, limos y suelos orgánicos, es así que se identifica con su posición en la carta de Plasticidad (LL-IP), donde existe el límite entre suelos arcillosos y suelos limosos.

Este sistema clasifica a los suelos en dos grandes grupos: por un lado, los suelos gruesos, conformadas por partículas de diámetro mayores que el de la malla N°200 y menores que de la malla de 3 pulgadas y fina, formada por las partículas que pasan la malla N°200.

- El grupo de suelo grueso se subdivide en gravas y arenas, separada el tamiz N°4. Estas subdivisiones como suelo de contenido y naturaleza fino.

a.) Gravas y suelos en que predominan estas. Símbolo genérico G (Gravel).

b.) Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S (Sand).

- La fracción  **fina**  se subdivide en grupos, de acuerdo a sus características plásticas.

a.) Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).

b.) Arcillas inorgánicas, del símbolo genérico C (clay).

c.) Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

### Simbología de diferentes tipos de suelos

Simbología estándar de cada fracción que forma parte de los diferentes suelos: G: Grava; S: Arena; M: Limo; C: Arcilla; Pt: Turba; O: Suelos orgánicos; W: Bien graduada; P: Mal graduada; L: Baja compresibilidad; H: Alta compresibilidad. A

Se trabajo con los siguientes datos, obtenidos del ensayo de límites de Atterberg para determinar el tipo de suelo.

Datos.

Límite líquido, LL:	0.00	%
Límite plástico, LP:	0.00	%
Índice plasticidad, IP:	NP	%

Tabla 11: LL, LP, IP fuente elaboración propia

Sistema unificado de clasificación de suelos (S.U.C.S.)					
Suelo de partículas gruesas. Suelo de partículas gruesas con finos (suelo sucio).					
SM - Arena limosa con grava					
SM - Arena limosa con grava					

Tabla 12: Clasificación SUCS fuente elaboración propia

### **11.10. Ensayos Triaxiales resultados**

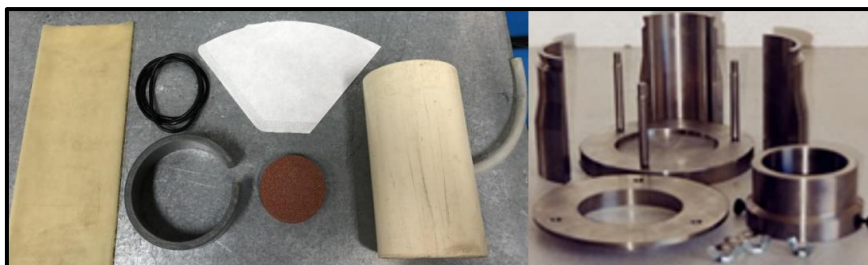
El ensayo triaxial clásico consiste en someter una probeta cilíndrica de material, preparada en laboratorio u obtenida directamente del suelo, la cual se somete a presión del agua confinada en la cámara del equipo triaxial y está a su vez con cargas verticales crecientes hasta provocar su rotura. La carga debe aumentar de manera constante, es decir con una velocidad controlada por la prensa del equipo triaxial.

Hoy en día, este ensayo es uno de los más utilizados en laboratorios, para determinar ciertos parámetros del suelo como, la cohesión “c” que tiene el suelo en análisis y el ángulo de fricción “ $\Phi$ ”, y con estos parámetros se puede determinar la capacidad última del suelo. Por ello para el presente proyecto se procedió a utilizar este ensayo para corroborar la correlación obtenida por medio del ensayo presiométrico y las ecuaciones que nos proporcionan los eurocódigos 7.

El ensayo se puede realizar con diferentes tipos de muestra, es decir con muestras alterada e inalteradas, es inalterada cuando se obtiene la muestra directamente del suelo y se lleva al equipo triaxial para proceder con el ensayo, por otro lado, está la muestra alterada que es cuando la muestra de suelo esta suelta y se tiene que conformar la muestra en laboratorio y realizar el ensayo.

#### **Equipo.**

- Cámara triaxial.
- Cilindro para conformar la muestra.
- Varilla Compactadora.
- Membrana de caucho O-ring.
- Piedras porosas.



**Ilustración 43. Equipo para conformar la muestra para el ensayo triaxial (Fuente Propia)**



**Ilustración 44: Cámara triaxial (Fuente; Laboratorios GEO & GEO CIA. Ltda.)**

## **Procedimiento del ensayo.**

### **Paso 1. Obtención de la muestra.**

La obtención de la muestra se la realizó en Challuabamba, Cuenca Ecuador, por medio del equipo SPT, de la empresa GEO&GEO, la obtención de la muestra se hizo a diferentes profundidades de 1.7, 2.55 y 5.2 metros, estas muestras se selló herméticamente para que no pierda la humedad natural.



**Ilustración 45: Muestra obtenida con el equipo (SPT) Challuabamba Cuenca Ecuador.**

**Paso 2. Traslado de la muestra al laboratorio.**

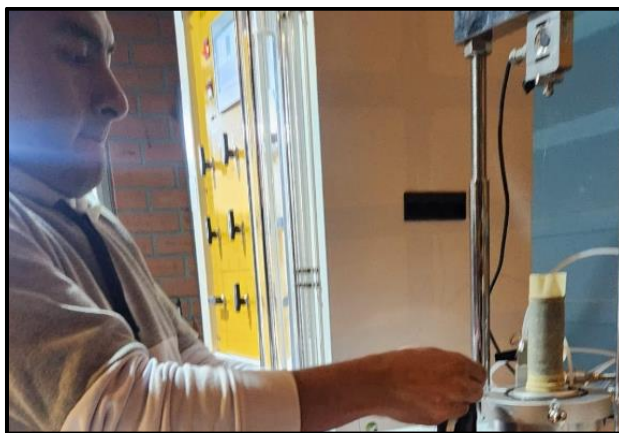
Una vez obtenida la muestra se procedió a llevarla al laboratorio de la empresa GEO&GEO para proceder con el ensayo triaxial.

**Paso 3. Conformación de la probeta cilíndrica de suelo.**

Para la conformación de la muestra se la realizó con dos muestras, y de dos diferentes formas una primera muestra se procedió a llenar en el cilindro de medidas de 8.2 cm de longitud por un diámetro de 4.1 cm, normalmente para el ensayo triaxial se la realiza compactándola en 3 capas, para la primera muestra se realizó sin ningún grado de compactación y la segunda se la compacto hasta conformar la muestra, con el fin de ver la variación que nos da al momento de calcular la capacidad ultima del suelo.

**Paso 4. Sellado de la muestra con Membrana O-ring y la piedra porosa.**

Una vez conformada la muestra se sella con la membrana O-ring y la piedra porosa por los dos lados tanto en la parte superior como inferior para evitar que el agua ingrese a la muestra cuando la cámara este llena de agua.



**Ilustración 46: Sellado de la muestra con membrana (Fuente; Laboratorios GEO & GEO CIA. Ltda.)**

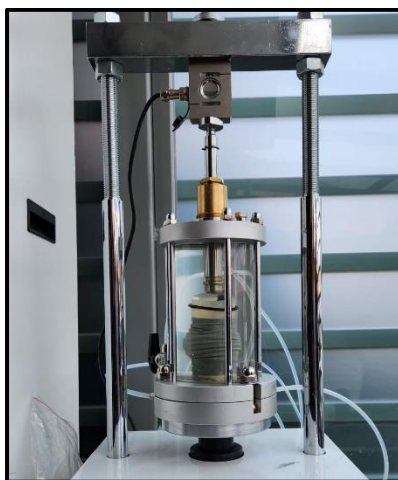


### **Paso 5. Aplicación de diferentes cargas a las muestras con el equipo triaxial.**

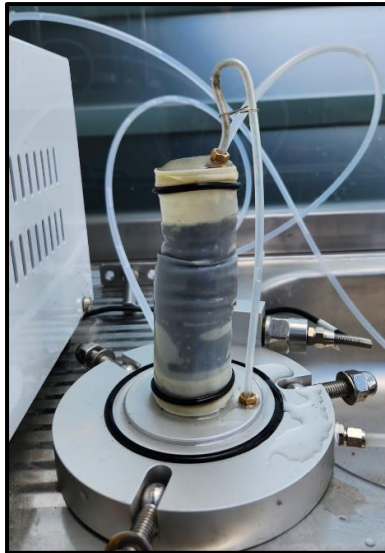
Una vez concluido la preparación de la muestra esta se la coloca en la cámara triaxial para proceder con el ensayo, se la cierra para luego llenar de agua en su totalidad y además se extrae los vacíos que pueda tener en el interior de la cámara triaxial, se procede a configurar la máquina con la carga deseada a una velocidad constante, una vez la muestra llegue a su punto de fractura se procede a sacar la muestra de la cámara triaxial para continuar con las demás muestras y finalmente obtener los datos de esfuerzo y deformación de la máquina y determinar la cohesión y el ángulo de fricción esto se debe realizar con tres muestra con diferentes cargas para este caso se aplicó las cargas de 50, 100 y 200 KPa para cada ensayo.



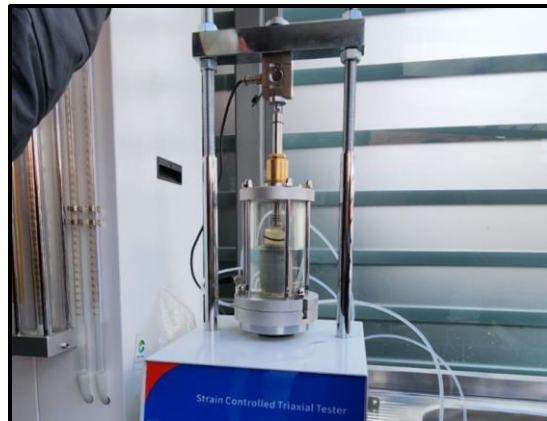
**Ilustración 47: Espécimen 1, Fuerza aplicada de 50 KPa (Fuente; Laboratorios GEO & GEO CIA. Ltda.)**



**Ilustración 48: Espécimen 2, Fuerza aplicada de 100 KPa (Fuente; Laboratorios GEO & GEO CIA. Ltda.)**



**Ilustración 49: Especimen 3, Fuerza aplicada de 200 KPa (Fuente; Laboratorios GEO & GEO CIA. Ltda.)**



**Ilustración 50: Especimen 4, Fuerza aplicada de 50 KPa (Fuente; Laboratorios GEO & GEO CIA. Ltda.)**



**Ilustración 51: Especimen 5, Fuerza aplicada de 100 KPa (Fuente; Laboratorios GEO & GEO CIA. Ltda.)**



Ilustración 52: Espécimen 6, Fuerza aplicada de 200 KPa (Fuente; Laboratorios GEO & GEO CIA. Ltda.)

### Criterios de Falla Mohr-Coulomb

La envolvente de falla definida por la ecuación es una recta, Ilustración 2. Se puede aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla con:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

Donde:

c = cohesión

$\phi$  = ángulo de fricción interna

### Resultados:

- ❖ **Muestra 1 Sin Compactar se sometió a 3 cargas distintas.**

Ensayo triaxial muestra 1

A	h0	σ <sub>1f</sub> / σ <sub>3f</sub>	σ <sub>1f</sub>	σ <sub>1</sub>	σ <sub>3</sub>	u <sub>f</sub>
12.000.000	80.000.000	59.460.066	11.979.550	109.460.066	50.000.000	1.041.458
12.000.000	80.000.000	112.041.101	19.659.566	212.041.101	100.000.000	4.860.019
12.000.000	80.000.000	209.528.413	15.993.407	409.528.413	200.000.000	3.664.308

Tabla 13: Resultados del Ensayo Triaxial Muestra 1 Sin Compactar

Los esfuerzos efectivos se calculan de las siguientes manera:.

$$\sigma_{1\text{efect.}} = \sigma_1 \text{ Kpa} - u_f$$

$$\sigma_{3\text{efect.}} = \sigma_3 \text{ Kpa} - u_f$$

Donde:

$$\sigma_1, \sigma_3 = \text{Sigma 1 y sigma 3}$$

$$u_f = \text{Sigma 1 y sigma 3}$$

Resultado del Esfuerzo efectivo:

$\sigma_{1f}$	$\sigma_{3f}$	$\sigma_{1f}$	$\sigma_1$	$\sigma_3$	$u_f$	Esfuerzos Efectivos Kpa	
						S1	S3
59.460.066	11.979.550	109.460.066	50.000.000	1.041.458	108.42	48.96	
112.041.101	19.659.566	212.041.101	100.000.000	4.860.019	211.00	98.96	
209.528.413	15.993.407	409.528.413	200.000.000	3.664.308	408.49	198.96	

Tabla 14: Esfuerzos efectivos elaboración propia

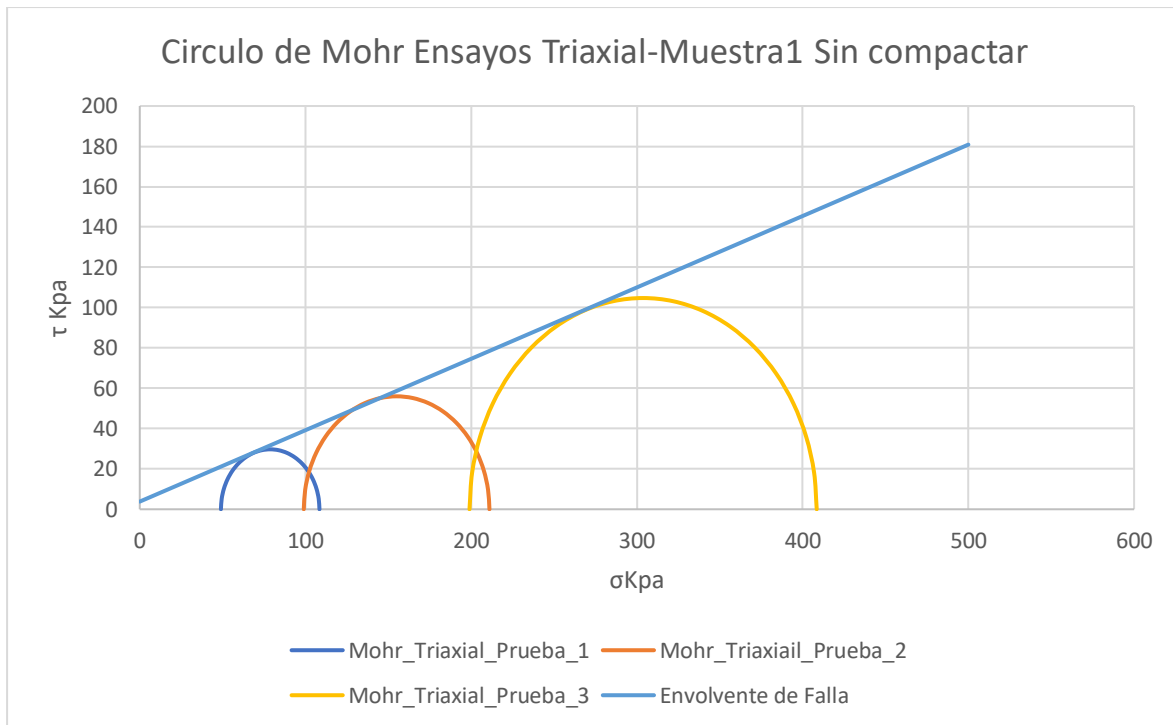
**Criterios de Falla Mohr-Coulomb Resultado:**

Datos de la Muestra 1 SIN COMPACTAR					
CARGA_50		CARGA_100		CARGA_200	
O1 max (kpa)	108.42	O1 max (kpa)	211	O1 max (kpa)	408.49
O3 max (kpa)	48.96	O3 max (kpa)	98.96	O3 max (kpa)	198.96
Radio	29.73	Radio	56.02	Radio	104.765
Centro	78.69	Centro	154.98	Centro	303.725

Línea de Criterio de Falla	
$\phi$	19.5
c	3.8

KPa/m<sup>2</sup>

$\sigma$ Kpa	$\tau$ Kpa
0	3.8
500	180.859286



**Ilustración 53: Circulo de Mohr con muestra sin compactar-Elaboración propia**

- ❖ **Muestra 2 Compactada esta se les sometió a 4 cargas distintas de esta manera observar su comportamiento.**

**Resultados:**

Ensayo triaxial muestra 2

A	h0	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kpa	$\sigma_1$	$\sigma_1$ Kpa	$\sigma_3$ Kpa	uf Volumen de poros
12.000.000	80.000.000	757.042.201	8.515.450	957.042.201	200.000.000	5.978.554
12.000.000	80.000.000	420.816.206	9.420.658	520.816.206	100.000.000	-0.038571
12.000.000	80.000.000	268.203.234	9.718.384	318.203.234	50.000.000	-0.501427
12.000.000	80.000.000	975.536.856	8.515.367	1.275.536.856	300.000.000	3.779.989

**Tabla 15: Resultados del Ensayo Triaxial Muestra 2 Compactada**

Los esfuerzos efectivos se calculan de las siguientes materias.

$$\sigma_{1\text{efect.}} = \sigma_1 \text{ Kpa} - u_f$$

$$\sigma_{3\text{efect.}} = \sigma_3 \text{ Kpa} - u_f$$

Donde:

$$\sigma_1, \sigma_3 = \text{Sigma 1 y sigma 3}$$

$$u_f = \text{Sigma 1 y sigma 3}$$

Resultado del Esfuerzo efectivo:

							<b>Esfuerzos Efectivos</b>	
<b>A</b>	<b>h0</b>	<b>σ<sub>1f</sub> - σ<sub>3f</sub></b>	<b>σ<sub>1f</sub></b>	<b>σ<sub>1</sub></b>	<b>σ<sub>3</sub></b>	<b>u<sub>f</sub></b>	<b>σ<sub>1</sub></b>	<b>σ<sub>3</sub></b>
12.000.000	80.000.000	757.042.201	8.515.450	957.042.201	200.000.000	5.978.554	<b>951.06</b>	<b>194.02</b>
12.000.000	80.000.000	420.816.206	9.420.658	520.816.206	100.000.000	-0.038571	<b>514.84</b>	<b>94.02</b>
12.000.000	80.000.000	268.203.234	9.718.384	318.203.234	50.000.000	-0.501427	<b>312.22</b>	<b>44.02</b>
12.000.000	80.000.000	975.536.856	8.515.367	1.275.536.856	300.000.000	3.779.989	<b>1269.56</b>	<b>294.02</b>

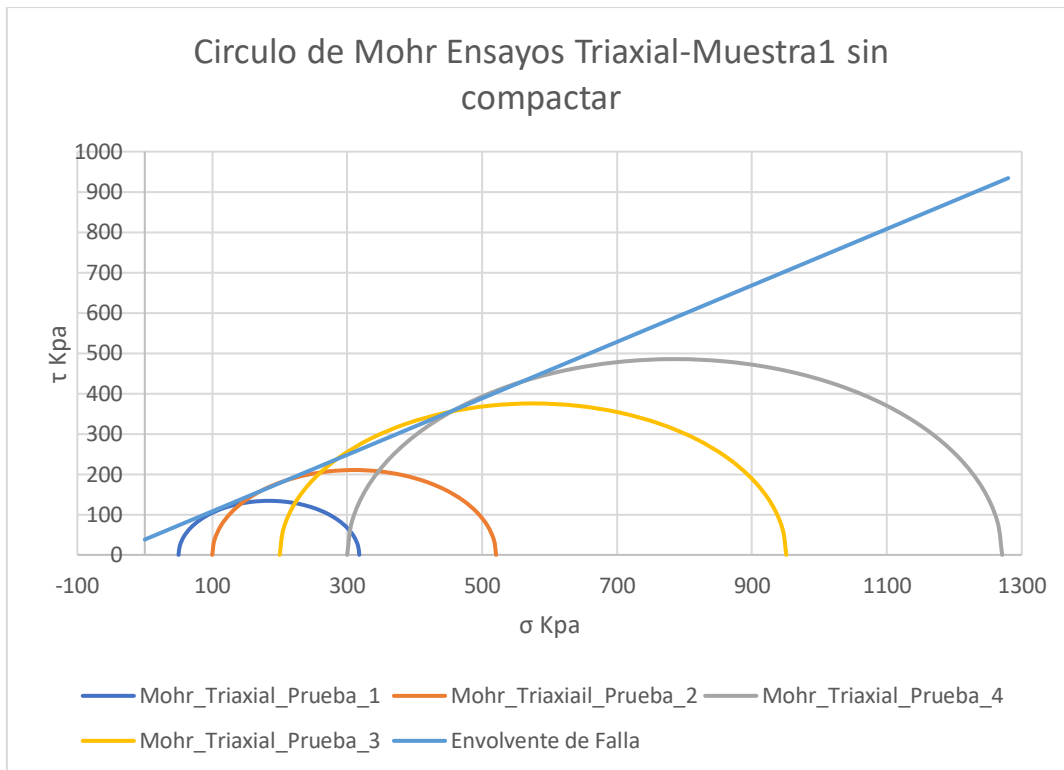
Tabla16: Esfuerzos efectivos (fuente: elaboración propia)

### Criterios de Falla Mohr-Coulomb Resultado:

Datos de la Muestra		
<b>CARGA_50</b>		
O1 max (kpa)	318	
O3 max (kpa)	50	
Radio	134	
Centro	184	
<b>CARGA_100</b>		
O1 max (kpa)	520.8	
O3 max (kpa)	100	
Radio	210.4	
Centro	310.4	
<b>CARGA_200</b>		
O1 max (kpa)	951	
O3 max (kpa)	200	
Radio	375.5	
Centro	575.5	
<b>CARGA_300</b>		
O1 max (kpa)	1271	
O3 max (kpa)	300	
Radio	485.5	
Centro	785.5	

Línea de Criterio de Falla	
Ø	35
c	38 KPa/m2

σ	τ
0	38
1280	934.265649



**Ilustración 54: Circulo de Mohr con muestra compactada-(Fuente: Elaboración propia)**

### **11.11. Resultados de cálculo de la correlación entre el ensayo presiométrico y el método propuesto por el Eurocódigo 7, para determinar la carga última del suelo o capacidad portante del Suelo.**

Para el cálculo de esta correlación en primer lugar se debe tener en cuenta tres aspectos importantes.

1. Los resultados del ensayo Presiométrico de Menard el cual nos proporciona dos parámetros fundamentales para el cálculo que son;
  - La presión límite del suelo (PL\*), es decir la presión ultima a la que suelo llega a romperse.

- El Módulo elástico del suelo ( $E_{menard}$ ) que es el cambio de volumen que esta tiene es decir la deformación que alcanza.

### Resultados del ensayo presiométrico realizado en Challuabamba Cuenca-Ecuador.

**Nota:** el ensayo 2 y 4 se descarta para el cálculo ya que estos resultados varían debido a una posible des calibración del equipo al realizar el ensayo in situ.

# Ensayo	Cantidad	PLM* (Mpa)	$E_{menard}$ (Mpa)	PLM/ $E_{menard}$
1	1	0,62	4,2	6,77
2	1	0,15	0,65	4,33
3	1	0,57	3,67	6,44
4	1	0,59	1,18	2
5	1	0,49	4,44	9,06

Cálculo de PL\* ponderado

Ecuación:

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{\sum \text{producto de } Pl^*}$$

**Donde:**

"n" es el número de ensayos realizados

"Pl\*" son el número de resultados obtenidos de cada ensayo

$$n = 3,00 \quad \text{Ensayos validos}$$

$$P_{le} = 0,56 \quad \text{Mpa}$$

$$\text{Valor ponderado PLM}^* = 0,56 \text{ Mpa}$$



Para el valor ponderado del módulo elástico  $E_{menard}$  se obtiene una media geométrica de los resultados.

Valor ponderado de  $E_{Menard} = 4,090 \text{ Mpa}$

**Resultados:**  
 Valor ponderado  $PLM^* = 0,56 \text{ Mpa}$   
 Valor ponderado de  $E_{Menard} = 4,090 \text{ Mpa}$

2. Las ecuaciones que nos proporciona los eurocodigos7, para determinar la capacidad última del suelo en función de la presión límite de Menard ( $PL^*$ ) y los asentamientos con el módulo elástico de Menard ( $E_{menard}$ ). Estas son;

- Ecuación de la capacidad última del suelo obtenida de los Eurocodigos7.

$$\frac{R}{A'} = k * (P_{LM} - P_0) - \sigma_{vo}$$

**Donde:**

**R;** es la resistencia de la cimentación.

**A;** es el área de la base real tal como se define en ENV 1997-1

Por tanto,  $R/A'$  es la resistencia última del suelo.

**K;** es el factor de resistencia portante que se indica de la tabla C.1.

**PLM;** es el valor respectivo de la presión límite de Menard en la base de la cimentación superficial  $P_0$ .

**Po;** es el valor de  $[K_0 (\sigma_v - u) + u]$  tomando convencionalmente  $K_0 = 0,5$  y  $F_v$  es la fuerza vertical total en el nivel del ensayo, y  $u$  es la presión intersticial en el nivel del ensayo.

**$\sigma_{vo}$ ;** es la fuerza vertical total inicial en el nivel de la base de cimentación

**B**; es la anchura de la cimentación.

**L**; es la longitud de la cimentación.

**Df**; es la profundidad equivalente de la cimentación.

- Ecuación de cálculo de asentamiento “S” obtenida de los Eurocodigos7.

$$S = (q - \sigma_{vo}) \left[ \frac{2 B_0}{9 E_d} * \left( \frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha \lambda_c B}{9 E_c} \right]$$

**Donde:**

**B<sub>0</sub>**; es la anchura de referencia de (0,6m).

**B**; es la anchura de la cimentación.

**λ<sub>c</sub>** y **λ<sub>d</sub>**; son factores de forma indicados en la tabla C2.

**α**; es el factor reológico indicado en la tabla C3.

**E<sub>c</sub>**; es el valor ponderado de **E<sub>m</sub>** inmediatamente debajo de la cimentación

**E<sub>d</sub>**; es la media armónica de **E<sub>m</sub>** en todas las capas superiores a **8xb** por debajo de la cimentación.

**σ<sub>vo</sub>**; es la fuerza total vertical (inicial) a nivel de la base de la cimentación

**q**; Es la resistencia admisible calculada.

- Tablas utilizadas para el cálculo.

Categoría	PLM (Mpa)	K	
Arcillas y limos	A	$< 0,7$	$0,8 \times [1 + 0,25 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
	B	1,2 - 2	$0,8 \times [1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
	C	$>2,5$	$0,8 \times [1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
Gravas y arenas	A	$< 0,6$	$[1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
	B	1,0 - 2,0	$[1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
	C	$>2,5$	$[1 + 0,80 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
Calizas	-	-	$1,3 \times [1 + 0,27 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$

Ilustración 55: Tabla para el cálculo de la K (Fuente Eurocodigos7).

Coeficiente de forma $\lambda_c$ y $\lambda_d$ para el asiento de cimentaciones superficiales.						
L/B	Circular	Cuadrada	2	3	5	20
$\lambda_c$	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
$\lambda_d$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Ilustración 56: Tabla para obtener los coeficientes de asiento de cimentación superficial (Fuente; Eurocodigo 7).

Tipo de terreno	Descripción	EM/PLM	$\alpha$
Turba	-	-	1
Arcilla	Sobre consolidado	$< 16$	1
	Normalmente consolidado	9 a 16	0,67
	Remoldeado	7 a 9	0,5
Limos	Sobre consolidado	$> 14$	0,67
	Normalmente consolidado	5 a 14	0,5
Arenas	-	$> 12$	0,5
	-	5 a 12	0,33
Arenas y gravas	-	$> 10$	0,33
	-	6 a 10	0,25
Rocas	Ampliamente fracturada	-	0,33
	Inalterada	-	0,5
	Meteorizada	-	0,67

Ilustración 57: Valores para obtener es el factor reológico  $\alpha$  (Fuente; Eurocodigo 7)

### 3. Valores de la cimentación.

En este apartado partimos de datos impuesto para realizar el cálculo tomando en cuenta que la cimentación superficial y los datos necesarios son, ancho (B), largo (L) y profundidad de cimentación (Df), cabe destacar que estos valores se pueden cambiar para el cálculo y obtener varios resultados para comparar.

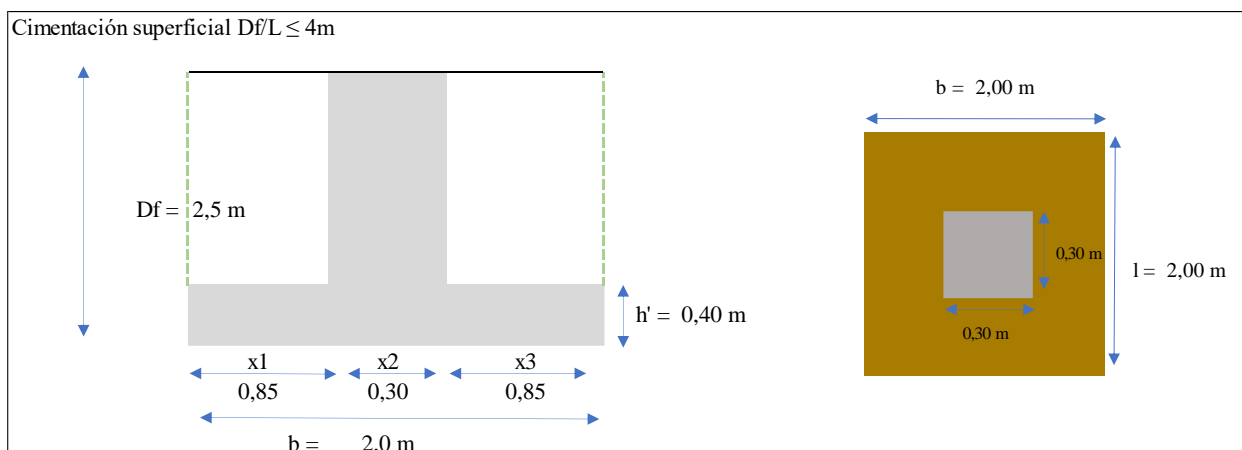
### Cálculo De La capacidad portante del suelo mediante ecuaciones del Eurocódigo 7.

- **Datos de la cimentación Ancho, longitud y profundidad de la cimentación.**

Base = 2m.

Longitud = 2m.

Profundidad de desplante = 2.5m.



### Peso específico del material.

$\gamma = 14 \text{ KN/m}^3$ .

Tipo de suelo = Gravas y arenas.

- **Cálculo de la resistencia portante mediante el Eurocódigo 7.**

Ecuación para una cimentación superficial.

$$q_u = \frac{R}{A'} = k * (P_{LM} - P_O) - \sigma_{vo}$$

**Donde:**

$R$  = la resistencia de la cimentacion

$A'$  = area de la base real tal como se define en la ENV 1997 – 1

$\sigma_{vo}$  = fuerza vertical total inicial en el nivel de la base de cimentacion

$P_{LM}$  = presion limite de Menard en la base de la cimentacion superficial.

$P_o$  = es el valor  $[K_o(\sigma_v - u) + u]$

$K_o$  = 0.5 valor tomado convencionalmente por la ENV1997 – 1

$K_o$  = es el factor de resistencia portante que se indica de la tabla C.1.

$u$  = es la presion intersticial en el nivel del ensayo.

$B$  = es la anchura de la cimentacion

$L$  = es la longitud de la cimentacion

$Df$  = es la profundidad equivalente de la cimentacion

PLM\*; Es el resultado obtenido de los ensayos presiométrico.

$$P_{LM} * = 0.56Mpa$$

$$P_{LM} * = 557.38KPa$$

$$\sigma_v = \sigma_{vo} = Y * Df$$

$$\sigma_v = \sigma_{vo} = 14KN/m^3 * 2.5m$$

$$\sigma_v = \sigma_{vo} = 0.035KPa$$

$$K_o = 0.5$$

$$u = 0KPa$$

**Tabla C1 Para el cálculo de K según el tipo de suelo y la Presión límite del suelo PLM.**

Categoría	PLM (Mpa)	K	
Arcillas y limos	A	< 0,7	$0,8 \times [1 + 0,25 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
	B	1,2 - 2	$0,8 \times [1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
	C	>2,5	$0,8 \times [1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
Gravas y arenas	A	< 0,6	$[1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
	B	1,0 - 2,0	$[1 + 0,50 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
	C	>2,5	$[1 + 0,80 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$
Calizas	-	-	$1,3 \times [1 + 0,27 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$

**Ilustración 58: Calculo de K Fuente; Eurocódigo 7**

Tipo de suelo = Gravas y arenas

Categoría = A

$P_{LM} * = 0.56Mpa$

**Ecuación:**

$$K = [1 + 0,35 (0,6 + 0,4 B/L) \times Df/B]$$

$$K = [1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{2}{2}\right) \times 2 \cdot \frac{5}{2}]$$

$$K = 1.44$$

$$P_o = [K_o * (\sigma_v - u) + u]$$

$$P_o = [0.5 * (0.035KPa - 0) + 0]$$

$$P_o = 0.02KPa$$

- **Cálculo de la resistencia portante del suelo.**

**Ecuación:**

$$q_u = \frac{R}{A'} = k * (P_{LM} - P_o) - \sigma_{vo}$$

$$q_u = \frac{R}{A'} = 1.44 * (557.38KPa - 0.2KPa) - 0.035KPa$$

$$q_u = \frac{R}{A'} = 801.18KN/m^2$$

$$q_{net} = q_u = K * P_{LM} *$$

$$q_{net} = q_u = 1.44 * 557.38 KPa$$

$$q_{net} = q_u = 801.24 KN/m^2$$

- **Cálculo de la cohesión del suelo mediante la ecuación de Terzaghi.**

**Ecuación:**

$$q_u = c'_2 N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} q B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

**Donde:**

$c'$  = cohesión

$\gamma$  = peso unitario del suelo

$D_f$  = profundidad de cimentación medida desde la superficie del suelo

$B$  = ancho de la cimentación

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  = factores de inclinación de carga.

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga.

**Parámetros para determinar la cohesión.**

$$D_f = 2.5m$$

$$B = 2m$$

**Factores de capacidad de carga.**

Para el cálculo de los siguientes parámetros hace falta, imponerse un ángulo de fricción del suelo, un valor cercano al que puede tener el material en análisis.

**Para un ángulo  $\Phi$  de;**

$$\Phi = 23.51$$

Para determinar los factores de capacidad de carga  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_y$  busquemos en la siguiente tabla.

**Tabla 16.2 Factores de capacidad de carga  $E_c$   
16.6; 16.7; 16.8**

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_y$
0	5,14	1	0
1	5,38	1,09	0,07
2	5,63	1,2	0,15
3	5,90	1,31	0,24
4	6,19	1,43	0,34
5	6,49	1,57	0,45
6	6,81	1,72	0,57
7	7,16	1,88	0,71
8	7,53	2,06	0,86
9	7,92	2,25	1,03
10	8,35	2,47	1,22
11	8,80	2,71	1,44
12	9,28	2,97	1,69
13	9,81	3,26	1,97
14	10,37	3,59	2,29
15	10,98	3,94	2,65
16	11,63	4,34	3,06
17	12,34	4,77	3,53
18	13,10	5,26	4,07
19	13,93	5,8	4,68
20	14,83	6,4	5,39
21	15,82	7,07	6,2
22	16,88	7,82	7,13
23	18,05	8,66	8,2
24	19,32	9,6	9,44
25	20,72	10,66	10,88
26	22,25	11,85	12,54
27	23,94	13,2	14,47
28	25,8	14,72	16,72
29	27,86	16,44	19,34
30	30,14	18,4	22,4
31	32,67	20,63	25,99
32	35,49	23,18	30,22
33	38,64	26,09	35,19

Tabla 16: Factores de carga (Braja M, Fundamentos de ingeniería geotécnica, 2013, pág. 483)



Debido a que el valor del ángulo no es un valor entero es necesario interpolar.

Angulo 23.51 grados para interpolar;

VALORES PARA INTERPOLAR			
$\phi'$	Nc	Nq	Ny
23	18,05	8,66	8,2
24	19,32	9,6	9,44

Resultados interpolados;

$$N_c = 18.70$$

$$N_q = 9.14$$

$$N_y = 8.83$$

**Factores de forma, Profundidad e inclinación.**

**Factores de forma.**

$$F_{sc} = 1 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c}$$

$$F_{sc} = 1 + \frac{2m}{2m} * \frac{9.14}{18.7}$$

$$F_{sc} = 1.49$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} * \text{Tan}\phi'$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{2m}{2m} * \text{Tan}(23.51)$$

$$F_{qs} = 1.43$$

$$F_{ys} = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

$$F_{ys} = 1 - 0,4 \frac{2m}{2m}$$

$$F_{ys} = 0.6$$

Resultados de los factores de forma;

$$F_{sc} = 1.49$$

$$F_{qs} = 1.43$$

$$F_{ys} = 0.6$$

### Factores de profundidad:

Para determinar los factores de profundidad debe cumplir lo siguiente:

Sí  $Df/B > 1$  y  $\phi' > 0$ ;

$$\frac{Df}{B} = \frac{2.5}{2} m/m$$

$$\frac{Df}{B} = 1.25$$

$$\phi' = 23.51$$

Por tanto, cumple  $Df/B > 1$  y  $\phi' > 0$  y calculamos los factores de profundidad con las siguientes ecuaciones.

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{Nc * \tan \phi'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 * \tan^{-1} \left( \frac{Df}{B} \right)$$

$$F_{yd} = 1$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan (23.51) (1 - \sin (23.51))^2 * \tan^{-1} (2.5/2)$$

$$F_{qd} = 1.28$$

$$F_{cd} = 1.28 - \frac{1 - 1.28}{18.7 * \tan (23.51)}$$

$$F_{cd} = 1.32$$

$$F_{yd} = 1$$

**Resultados:**

$$F_{cd} = 1.32$$

$$F_{qd} = 1.28$$

$$F_{yd} = 1$$

**Cálculo de los factores de inclinación.****Ecuaciones.**

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{B^o}{90^o}\right)^2$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{B}{\phi'}\right)^2$$

$$F_{yi} = 1$$

Donde: " $\beta$ " es la inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical.

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

$$F_{ci} = F_{qi} = 1$$

$$F_{yi} = 1$$

**Resultados de los parámetros para el cálculo de la cohesión.**

<b>Factores de capacidad de carga.</b>	$Nc =$	18,70
	$Nq =$	9,14
	$Ny =$	8,83
<b>Factores de forma.</b>	$Fcs =$	1,49
	$Fqs =$	1,43
	$Fys =$	0,6
<b>Factores de profundidad</b>	$Fcd =$	1,32
	$Fqd =$	1,28
	$Fyd =$	1
<b>Factores de inclinación</b>	$Fci = Fqi =$	1
	$Fyi =$	1

**Cálculo de la cohesión.**

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

$$c' = \frac{801.18 - 14 * 9.18 * 1.43 * 1.28 * 1 - 0.5 * (14 * 2) * 8.83 * 0.6 * 1 * 1}{18.7 * 1.49 * 1.32 * 1}$$

$$c' = 3.839 \text{KN/m}^2$$

**Resultados de la cohesión "c" y el ángulo "φ".**

$$c' = 3.839 \text{KN/m}^2$$

$$\phi' = 23.51 \text{ Grados}$$

**Cálculo de la carga admisible.**

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

**Donde:**

$q_u$  = Resistencia ultima calculada con los Eurocodigo 7

$FS$  = Es el factor de seguridad tomado de la NEC – 2015

$$q_u = 801.18 \text{KN/m}^2$$

$$FS = 3$$

$$q_{adm} = \frac{801.18 \text{KN/m}^2}{3} = 267.1 \text{KN/m}^2$$

Cálculo de la capacidad portante del suelo con los resultados obtenidos de la cohesión, ángulo de fricción del suelo y los factores de forma, inclinación, capacidad, y profundidad.

**Ecuación:**

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

Parametros para el calculo:

Factores de capacidad de carga.	$Nc =$	18,70
	$Nq =$	9,14
	$Ny =$	8,83
Factores de forma.	$Fcs =$	1,49
	$Fqs =$	1,43
	$Fys =$	0,6
Factores de profundidad	$Fcd =$	1,32
	$Fqd =$	1,28
	$Fyd =$	1
Factores de inclinación	$Fci = Fqi =$	1
	$Fyi =$	1

$$Y = 14KN/m^3$$

$$B = 2m$$

$$Df = 2.5m$$

$$c' = 3.84KN/m^2$$

$$q_u = 3.84 * 18.7 * 1.49 * 1.31 * 1 + (14 * 2.5) * 9.13 * 1.43 * 1.28 * 1 + 0.5 * (14 * 2) * 8.83 * 0.6 * 1 * 1$$

$$q_u = 801.17KN/m^2$$

- Cálculo del asentamiento "S" para cimentación superficial utilizando las ecuaciones de los Eurocódigo 7.

$$S = (q - \sigma_{vo}) \left[ \frac{2 B_0}{9 E_d} * \left( \frac{\lambda_d B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha \lambda_c B}{9 E_c} \right]$$

Donde:

$B_0$  = es la anchura de referencia de (0,6m)

$B$  = es la anchura de la cimentacion

$\lambda_c$  y  $\lambda_d$  = son factores de forma indicados en la tabla C2

$\alpha$  = es el factor reologico indicado en la tabla C3

$E_c$  = es el valor ponderado de  $E_m$  inmediatamente debajo de la cimentacion

$E_d$  = es la media armónica de  $E_m$  en todas las capas inferiores a  $8xB$  por debajo de la cimentación.

$\sigma_{vo}$  = es la fuerza total vertical (inicial) a nivel de la base de la cimentacion

$q_{adm}$  = es la presion normal de proyecto aplicada a la cimentacion

**Obtención de datos para el cálculo de asentamientos.**

**Ancho de referencia "Bo"**

$B_o = 0.6m$  Por formula

**Ancho de la cimentación "B"**

$B = 2m$

**Factores de forma indicados en la tabla C2.**

Tabla C.2. Obtenida de los Eurocódigo 7; ENV 1997-1

Coeficiente de forma $\lambda_c$ y $\lambda_d$ para el asiento de cimentaciones superficiales.						
L/B	Circular	Cuadrada	2	3	5	20
$\lambda_c$	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
$\lambda_d$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Ilustración 59 Coeficientes de forma para cimentaciones superficiales (Eurocódigo 7)

Tipo de cimentacion = Cuadrada

$\lambda_c = 1.12$

$\lambda_d = 1.1$

**Factor reológico " $\alpha$ " indicado en la tabla C3.**

Tabla C.3. Obtenida de los Eurocódigo 7; ENV 1997-1

Tipo de terreno	Descripción	EM/PLM	$\alpha$
Turba	-	-	1
Arcilla	Sobre consolidado	< 16	1
	Normalmente consolidado	9 a 16	0,67
	Remoldeado	7 a 9	0,5
Limos	Sobre consolidado	> 14	0,67
	Normalmente consolidado	5 a 14	0,5
Arenas	-	> 12	0,5
		5 a 12	0,33
Arenas y gravas	-	> 10	0,33
		6 a 10	0,25
Rocas	Ampliamente fracturada	-	0,33
	Inalterada	-	0,5
	Meteorizada	-	0,67

Ilustración 60: Tipo de Terreno y  $\alpha$  (Eurocodigo 7)**Resultados del ensayo Presiométrico PMT.**

$$P_{LM} = 0.56 \text{ Mpa}$$

$$E_{Menard} = 4.09 \text{ Mpa}$$

$$\text{Relacion } \frac{EM}{P_{LM}} = \frac{4.09}{0.56} = 7.34$$

Tipo de terreno = Arena y gravas

$$\text{Factor reologico } \alpha = 0.25$$

**Ec y Ed son valores obtenidos de ensayo presiométrico.**

$$E_c = E_d$$

$$E_c = 4440 \text{ KN/m}^2$$

$$E_d = 4440 \text{ KN/m}^2$$

" $\sigma_{vo}$ " Fuerza total vertical (inicial) a nivel de la base de la cimentación.

$$\sigma_{vo} = Y * Df$$

$$\sigma_{vo} = 14 \frac{KN}{m^2} * 2.5m * 0.001$$

$$\sigma_{vo} = 0.035KN/m^2$$

Resultado de parámetros necesarios para el cálculo del asentamiento "S".

$q_{adm} =$	<b>267,06</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>
$\sigma_{vo} =$	0,035	KN/m <sup>2</sup>
$B_o =$	0,6	m
$B =$	2	m
$E_d =$	4440	KN/m <sup>2</sup>
$\lambda_c =$	1,12	
$\alpha =$	0,25	
$\lambda_d =$	1,1	
$E_c =$	4440	KN/m <sup>2</sup>

$$S = (q - \sigma_{vo}) \left[ \frac{2 B_o}{9 E_d} * \left( \frac{\lambda_d B}{B_o} \right)^\alpha + \frac{\alpha \lambda_c B}{9 E_c} \right]$$

$$S = (267.06 - 0.035) \left[ \frac{2 * 0.6}{9 * 4440} * \left( \frac{1.1 * 2}{0.6} \right)^{0.25} + \frac{0.25 * 1.12 * 2}{9 * 4440} \right]$$

$$S = 0.015m = 1.5cm$$

Tabla de resultados de la correlación.

Presión límite de Menard	PL*	557,38 Kpa
Modulo elástico de Menard	E_menard	4090,40 Kpa
Capacidad última del suelo	qu	801,17 KN/m <sup>2</sup>
Capacidad admisible del suelo	q_adm	267,06 KN/m <sup>2</sup>
Cohesión	c'	3,84 KN/m <sup>2</sup>
Angulo de fricción	$\phi$	23,51 grados
Profundidad de la cimentación	Df	2,5 m
Longitud de zapata cuadrada	L	2,0 m
Ancho de zapata cuadrada	B	2,0 m
Relación EM/PLM	EM/PLM	7,34 Mpa/Mpa
Asentamiento de la cimentación	S	0,015 m



Tabla de resultados con datos triaxiales.

Capacidad última del suelo	<b>qu</b>	<b>515,44 KN/m<sup>2</sup></b>
Capacidad admisible del suelo	q <sub>adm</sub>	171,81 KN/m <sup>2</sup>
Cohesión	c'	3,80 KN/m <sup>2</sup>
Angulo de fricción	φ	19,50 grados
Longitud de zapata cuadrada	L	2,0 m
Ancho de zapata cuadrada	B	2,0 m
Profundidad de la cimentación	Df	2,5 m

Tabla comparativa

Resultados			
Descripción	Símbolo	Correlación	R. triaxial
Capacidad última del suelo	qu	801,17 KN/m <sup>2</sup>	515,44 KN/m <sup>2</sup>
Capacidad admisible del suelo	q <sub>adm</sub>	267,06 KN/m <sup>2</sup>	171,81 KN/m <sup>2</sup>
Cohesión	c'	3,84 KN/m <sup>2</sup>	3,80 KN/m <sup>2</sup>
Angulo de fricción	Φ'	23,51 KN/m <sup>2</sup>	19,50 KN/m <sup>2</sup>

### 11.12.Cálculo de la capacidad última del suelo con resultados del ensayo triaxial

Cálculo para la comprobación de la carga última del suelo en base a la teoría de Terzaghi por medio de los resultados del ensayo triaxial donde “c” y “Φ” se calcularon por medio de la falla de Mohr Coulomb con la muestra compactada y sin compactar a distintas cargas.

#### ❖ Muestra 1 sin compactar

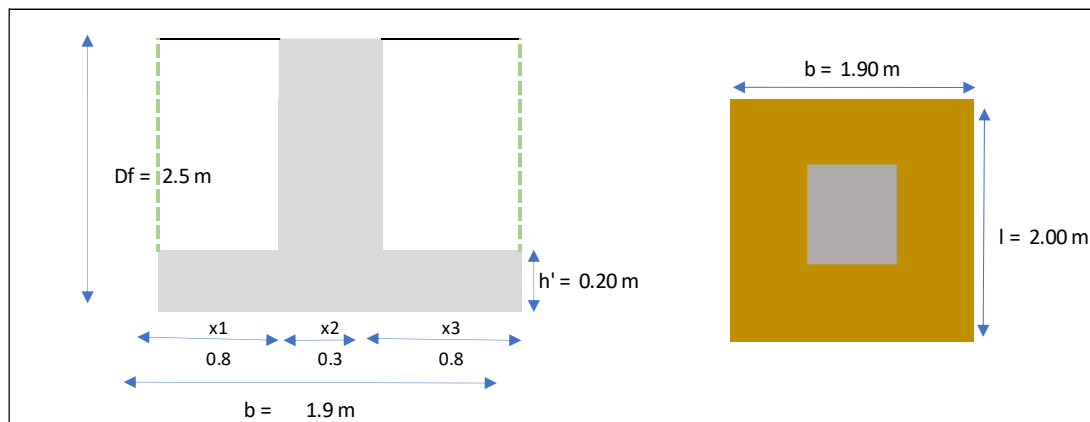
Datos de la cimentación Ancho, longitud y profundidad de desplante

$$B = 2.0 \text{ m}$$

$$L = 2.0 \text{ m}$$

$$Df = 2.5 \text{ m}$$

## Cimentación superficial



### Peso específico del material

$$\gamma = 14 \quad \text{KN/m}^3$$

### Cálculo de la resistencia portante mediante la ecuación de Terzhagi

#### Datos de la cimentación

$$B = 2.0 \text{ m}$$

$$L = 2.0 \text{ m}$$

$$Df = 2.5 \text{ m}$$

$$q_u = c'_2 N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} q B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

$c'$  = cohesión

$\gamma$  = peso unitario del suelo

$Df$  = profundidad de cimentación medida desde la superficie del suelo

$B =$  ancho de la cimentación

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s} =$  factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d} =$  factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i} =$  factores de inclinación de carga.

$N_c, N_q, N_\gamma =$  factores de capacidad de carga.

parámetros

$$Df = 2.5 \quad \text{m}$$

$$B = 2 \quad \text{m}$$

### **Factores de capacidad de carga**

Para un ángulo  $\Phi'$  de;

$$\Phi = 19.5 \quad c' = 3.8 \quad \text{KN/m}^2$$

$$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i} = 1$$

$N_c, N_q, N_\gamma$  de la tabla de los factores de capacidad de carga

**Tenemos:**

$$N_c = 14.38$$

$$N_q = 6.1$$

$$N_\gamma = 5.035$$

### **Factores de forma, Profundidad e inclinación recomendados**

#### **Factores de forma**

$$F_{sc} = 1 + \frac{B}{L} * \frac{N_q}{N_c}$$

$$F_{sc} = 1.42$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} * \text{Tan}\phi'$$

$$F_{qs} = 1.35$$

$$F_{ys} = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

$$F_{ys} = 0.6$$

**Resultados:**

$F_{sc} =$	1.42
$F_{qs} =$	1.35
$F_{ys} =$	0.6

**Factores de profundidad**

$$Df/B \leq 1 = 1.25 \quad \phi' = 19.5$$

**Para:**

$$\phi' = 0$$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \left( \frac{Df}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{yd} = 1$$

**Para:**

$$\phi' > 0$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{Nc * \text{Tan}\phi'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \text{Tan}\phi' (1 - \text{Sen}\phi')^2 * \frac{Df}{B}$$

$$F_{yd} = 1$$

$$F_{cd} = 1.47$$

$$F_{dq} = 1.39$$

$$F_{yd} = 1$$

$$Df/B > 1 = 1.25 \quad \phi' = 19.5$$

**Para:**

$$\phi' = 0$$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \operatorname{Tan}^{-1} * \frac{Df}{B}$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{yd} = 1$$

**Para:**

$$\phi' > 0$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{Nc * \operatorname{Tan} \phi'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \operatorname{Tan} \phi' (1 - \operatorname{Sen} \phi')^2 * \operatorname{Tan}^{-1} \left( \frac{Df}{B} \right)$$

$$F_{yd} = 1$$

$$F_{cd} = 1.34$$

$$F_{qd} = 1.28$$

$$F_{yd} = 1$$

**Resultados:**

<b><math>Fcd =</math></b>	1.34
<b><math>Fqd =</math></b>	1.28
<b><math>Fyd =</math></b>	1.0

**Factores de inclinación**

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

**Donde:**

" $\beta$ " es la inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical.

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{B}{\phi'}\right)^2$$

$$\beta = 0$$

$$F_{ci} = F_{qi} = 1$$

$$F_{yi} = 1$$

Resultados de los parámetros para el calculo

<b>Factores de capacidad de carga.</b>	<b><math>Nc =</math></b>	14.38
	<b><math>Nq =</math></b>	6.1
	<b><math>Ny =</math></b>	5.035
<b>Factores de forma.</b>	<b><math>Fcs =</math></b>	1.42
	<b><math>Fqs =</math></b>	1.35
	<b><math>Fys =</math></b>	0.6

<b>Factores de profundidad</b>	$F_{cd} =$	1.34
	$F_{qd} =$	1.28
	$F_{yd} =$	1
<b>Factores de inclinación</b>	$F_{ci} = F_{qi} =$	1
	$F_{yi} =$	1

$$\gamma = 14 \quad \text{KN/m}^3$$

Ancho de la cimentación  $B = 2\text{m}$

*Ecuación para determinar la capacidad portante del suelo*

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + \gamma N_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}qBN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

$$q_u = 515.44 \quad \text{KN/m}^2$$

*Carga admisible*

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

Factor de seguridad NEC 2015

3

$$q_{adm} = 171.813096 \quad \text{KN/m}^2$$

❖ **Muestra 2 compactada**

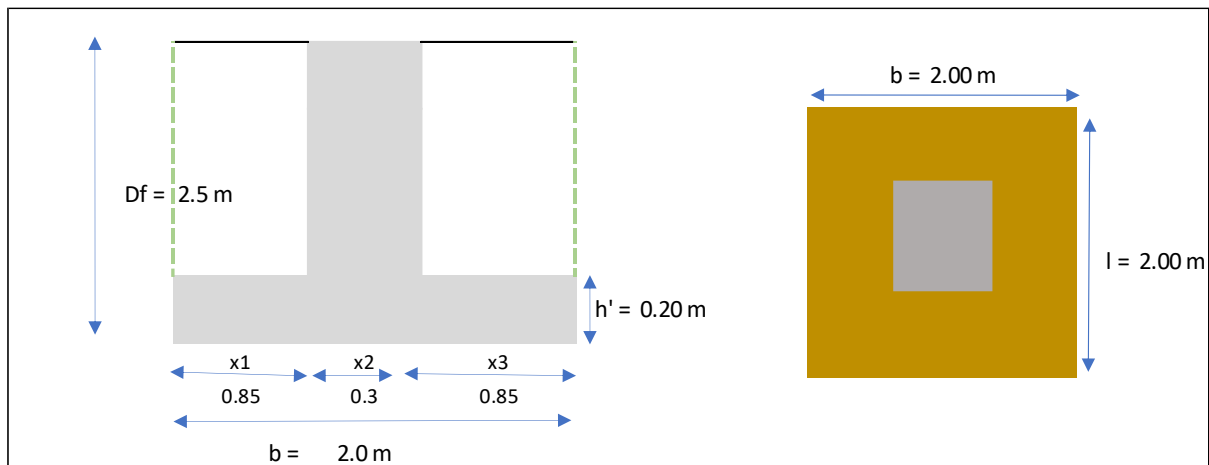
Datos de la cimentación Ancho, longitud y profundidad de desplante

$$B = 2.0 \text{ m}$$

$$L = 2.0 \text{ m}$$

$$Df = 2.5 \text{ m}$$

Cimentación superficial



**Peso específico del material**

$$\gamma = 14 \text{ KN/m}^3$$

**Cálculo de la resistencia portante mediante la ecuación de Terzaghi**

**Datos de la cimentación**

$$B = 2.0 \text{ m}$$

$$L = 2.0 \text{ m}$$

$$Df = 2.5 \text{ m}$$



$$q_u = c'_2 N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} q B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

$c'$  = cohesión

$\gamma$  = peso unitario del suelo

$D_f$  = profundidad de cimentación medida desde la superficie del suelo

$B$  = ancho de la cimentación

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  = factores de inclinación de carga.

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga.

parámetros

$$D_f = 2.5 \quad \text{m}$$

$$B = 2 \quad \text{m}$$

### Factores de capacidad de carga

Para un ángulo  $\Phi'$  de;

$$\phi = 35 \quad c' = 38.000 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i} = 1$$

$N_c, N_q, N_\gamma$  de la tabla de los factores de capacidad de carga

**Tenemos:**

$$Nc = 46.12$$

$$Nq = 33.3$$

$$Ny = 48.03$$

**Factores de forma, Profundidad e inclinación**

**recomendados**

**Factores de forma**

$$F_{sc} = 1 + \frac{B}{L} * \frac{Nq}{Nc}$$

$$F_{sc} = 1.72$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} * \tan\phi'$$

$$F_{qs} = 1.7$$

$$F_{ys} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$$F_{ys} = 0.6$$

**Resultados:**

$F_{sc} =$	1.72
$F_{qs} =$	1.7
$F_{ys} =$	0.6

**Factores de profundidad**

$$Df/B \leq 1 = 1.25 \quad \phi' = 35$$

**Para:**

$$\phi' = 0$$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \left( \frac{Df}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{yd} = 1$$

**Para:**

$$\phi' > 0$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c * \tan \phi'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 * \frac{Df}{B}$$

$$F_{yd} = 1$$

$$F_{cd} = 1.33$$

$$F_{dq} = 1.32$$

$$F_{yd} = 1$$

$$Df/B > 1 = 1.25 \quad \phi' = 35$$

**Para:**

$$\phi' = 0$$

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \tan^{-1} * \frac{Df}{B}$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{yd} = 1$$

**Para:**

$$\phi' > 0$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{Nc * \tan \phi'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \text{Sen } \phi')^2 * \tan^{-1} \left( \frac{Df}{B} \right)$$

$$F_{yd} = 1$$

$$F_{cd} = 1.24$$

$$F_{qd} = 1.23$$

$$F_{yd} = 1$$

**Resultados:**

<b><math>F_{cd} =</math></b>	1.24
<b><math>F_{qd} =</math></b>	1.23
<b><math>F_{yd} =</math></b>	1.0

**Factores de**

**inclinación**

$$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{B^o}{90^o} \right)^2$$

**Donde:**

" $\beta$ " es la inclinación de la carga sobre la cimentación respecto a la vertical.

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{B}{\phi'}\right)^2$$

$$\beta = 0$$

$$F_{ci} = F_{qi} = 1$$

$$F_{yi} = 1$$

### Cálculo de la capacidad

#### última del suelo

Resultados de los parámetros para el calculo

<b>Factores de capacidad de carga.</b>	$Nc =$	46.12
	$Nq =$	33.3
	$Ny =$	48.03
<b>Factores de forma.</b>	$Fcs =$	1.72
	$Fqs =$	1.7
	$Fys =$	0.6
<b>Factores de profundidad</b>	$Fcd =$	1.24
	$Fqd =$	1.23
	$Fyd =$	1
<b>Factores de inclinacion</b>	$Fci = Fqi =$	1
	$Fyi =$	1

$$\gamma = 14 \quad \text{KN/m}^3$$

Ancho de la cimentación B  $B = 2$  m

*Ecuación*

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

$$q_u = 6560.43 \text{ KN/m}^2$$

*Carga admisible*

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

Factor de seguridad NEC 2015
3

$$q_{adm} = 2186.80861 \text{ KN/m}^2$$

## 12. Comprobación de los resultados de “Ø” y “c” obtenidos de la correlación del Eurocódigo 7 y el ensayo presiométrico, con el ensayo triaxial.

RESULTADOS				
ENSAYO TRIAXIAL				
MUESTRA	Ø	"c" KN/m2	$q_u$ KN/m2	$q_{admi}$ KN/m2
Compactada	35	38	6560.43	2186.81
Sin Compactar	19.5	3.8	515.44	171.81

RESULTADOS				
CORRELACIONES EUROCODIGOS 7 Y ENSAYO PRESIOMETRICO				
MUESTRA	Ø	"c" KN/m2	$q_{u,}$ KN/m2	$q_{admi}$ KN/m2
Correlación	23.51	3.8	801.18	267.06
Cálculo de asentamiento para una cimentación cuadrada				
Ancho:	2 x 2 m			
Profundidad:	2.5 m			
Asentamiento (s):	0.015m	1.5 cm		

Nota: La Comprobación se la realiza con la muestra sin compactar del ensayo triaxial.

### 13. Presupuesto



Descripción	Precio Unitario \$	# Horas	N. de ensayos	Precio Final \$
Ensayo presiométrico	120	-	3	<b>360</b>
Ensayo Triaxial	120	-	3	<b>360</b>
Ensayo Granulometría	45	-	3	<b>135</b>
				<b>\$855.00</b>

### 14. Conclusiones

- Se determinó la correlación entre el ensayo presiométrico, y el eurocódigo 7, y el criterio de capacidad última de Terzaghi, obteniendo los parámetros de la cohesión ( $c$ ) y el ángulo de fricción ( $\Phi$ ), cumpliendo así el objetivo de este proyecto. Logrando calcular en primer lugar la capacidad última del suelo de 801.18 KN/m<sup>2</sup>, un ángulo de fricción de 23.51 grados y la cohesión de 3.84 KN/m<sup>2</sup>. Es importante destacar que, para obtener la cohesión se realizó por medio de un proceso iterativo del (ángulo  $\phi$ ) hasta encontrar un ángulo de fricción semejante al que tienen los tipos de suelos encontrados en el área de estudio (Challuabamba, Cuenca – Ecuador).
- Una vez determinada la correlación, se realizó ensayos triaxiales con muestras suelta de suelo del área de estudio con el fin verificar que los resultados de la correlación son válidos, donde procesando datos de esfuerzo deformación del ensayo triaxial

obteniendo resultados de cohesión de  $3.80\text{KN/m}^2$  y un ángulo de fricción de  $19.50$  grados y con estos determinando una resistencia de suelo de  $515.44\text{ KN/m}^2$  se establece que la metodología aplicada es válida. Sin embargo, existe una diferencia en el resultado de la capacidad última ( $q_u$ ), determinada por los dos métodos, debido a la dificultad de determinar la densidad del material arenoso in situ.

- Se demuestra la importancia de la densidad de las arenas al determinar la resistencia del suelo, ya que al realizar el ensayo triaxial con una muestra suelta, se obtiene una capacidad última del suelo de  $515.44\text{ KN/m}^2$ , mientras que la muestra compactada da una resistencia de  $6560.43\text{ KN/m}^2$ . Como se observa el grado de compactación en la muestra influye directamente en la resistencia del suelo. Por lo tanto, realizar el ensayo presiométrico en suelos arenosos es bastante más favorable en comparación al ensayo triaxial ya que, para extraer una muestra inalterada de materiales arenosos es muy complicado. En cambio, el ensayo presiométrico refleja las propiedades del suelo in situ.
- Es viable determinar los parámetros  $C$  y  $\phi$ , a partir del ensayo presiométrico con la metodología planteada.

## 15. Recomendaciones

- Se recomienda determinar la densidad exacta del suelo en análisis ya que para el cálculo de la resistencia su influencia es muy importante. Además, se recomienda obtener muestras inalteradas del sitio para el ensayo triaxial con el fin de encontrar resultados precisos que demuestren la característica tal cual se encuentra en el subsuelo.



- Se recomienda aplicar la misma metodología para la correlación con un tipo de suelo un más cohesivo, ya que con este tipo de material se puede realizar ensayos triaxiales con muestras inalteradas y así obtener los parámetros más preciosos del suelo como, su resistencia mediante la determinación de la cohesión y el ángulo de fricción etc.
- Se recomienda realizar estudios complementarios para determinar el ángulo de fricción en función del porcentaje de finos que para determinar una cohesión coherente para distintos tipos de materiales.
- Se recomienda realizar de manera minuciosa los ensayos de campo y de laboratorio utilizando los equipos adecuados para cada uno de los procedimientos, ya que cualquier variación en dichos procedimientos puede variar considerablemente los resultados obtenidos.

## 16. Bibliografía.

- American Society for Testing and Materials. (2001). *Normas ASTM*. West Conshohocken, Pensilvania.
- Baguelin, F., Jézéquel, J., & Shields, D. (1985). El presiómetro y la ingeniería de cimentaciones . Aedermannsdorf, Suiza: Publicaciones Trans Tech. *Aedermannsdorf*, 5-15.
- Braja M Das. (2001). Fundamentos De Ingenieria Geotecnica. En B. M. Das, *Fundamentos De Ingenieria Geotecnica*. Mexico: THOMSON & LEARNING.
- Braja M, D. (2013). Fundamentos de ingeniería geotécnica. En D. Braja M, *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (págs. 481-485). Mexico: ISBN.
- Braja M, D. (2013). Fundamentos de ingeniería geotécnica. En D. Braja M, *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Mexico: ISBN.
- Bristow, C. R. (1973). *Guía a la geología de la hoya de Cuenca sur del Ecuador*. Cuenca: Cuenca : Sociedad Ecuatoriana de Geología y Geofísica.
- Cano, M., Tiago, M., Pastor Navarro, J. L., & Tomás, R. (2020). Procedimiento constructivo de muros de sótano mediante bataches con juntas de conexión. Estudio del ancho óptimo de excavación en suelos mixtos. *Ingeniería del Terreno y sus Estructuras (InTerEs)*, 5-7.
- Casona Olivo, E. (2005). *Introducción a la ciencia del suelo*. Caracas: ISBN.
- Cassan, M. (1892). *Los Ensayos 'in situ' en la Mecánica del Suelo, Tomo 1*. Barcelona: EYROLLES Editeur-Paris.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones -Séptima edición*. Mexico: Cengage Learning Editores, S.A.

- Devincenzi, M., & Frank, N. (2013). *Ensayos Geotécnicos in situ, su ejecución e interpretación*. Girona.
- INEC. (2010). *Instituto Nacional de Estadística y Censo*. Ecuador : Ecuador.
- Juarez Badillo, E., & Rico Rodriguez, A. (2005). *Mecánica de suelos Tomo I Fundamentos de la mecánica de suelos*. Mexico: ISBN.
- M.J, G. (2021). *Importancia e los resultados obtenidos mediante el ensayo de penetración estándar en el diseño de las cimentaciones superficiales*. MANABI .
- NEC, N. E. (2014). *Geotecnia y Cimentación*. Ecuador: ISBN:000000000000.
- NÚÑEZ DEL ARCO , E. (2003). *GEOLOGÍA DEL ECUADOR*. Guayaquil: Santillana.
- Organización Internacional de Normalización ISO. (2016). *Parte 4: Ensayo presiométrico de Menard (ISO 22476-4:2012)*. Madrid: AENOR.
- Pérez de Ágreda , E., & Arroyo Álvarez de Toledo, M. (2009). *EL ENSAYO PRESIOMÉTRICO EN EL PROYECTO GEOTÉCNICO*. Barcelona.
- ROMERO, I. C. (2013). *PRUEBA DE PENETACIÓN ESTÁNDAR - INSTITUTO DE POLITECNICO NACIONAL ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA*. Mexico: UNDIAD PROFESIONAL DE ZACATENCO.
- Salas, O. V. (2011). Ensayos triaxiales para suelos. *LanammeUCR*, 15-20.
- (D1586). *Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soil* .
- Steinmann, & Hungerbuhler. (1997). Neogene stratigraphy and Andean geodynamics of. *ELSEVIER*.
- TRIOLA, M. (2018). *ESTADÍSTICA SEGUNDA EDICION*. Mexico: Pearson.
- UNE-ENV. (2002). *EUROCÓDIGO 7, PROYECTO GEOTÉCNICO*. Norma Europea Experimental, Madrid.

Vincenzi, M., & Norberto , F. (2009). Ensayos presiométricos. *Paymacotas Ingenieria De Tuneles*, 75-80.