



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA Y**  
**METALÚRGICA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA**



**COMPARACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL**  
**ENSAYO CORTE DIRECTO Y PENETRACIÓN DINÁMICA**  
**LIGERA (DPL), PARA OBTENCIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE**  
**EN LA I.E.S. EDUARDO BENIGNO LUQUE – LARAQUERI**

**TESIS**

**PRESENTADA POR:**

**Bach. ESCOBEDO PARI LEDVIR ABEL**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO GEÓLOGO**

**PUNO – PERÚ**

**2021**



## DEDICATORIA

Esta tesis se la dedico a mis padres que me apoyaron todo el tiempo, quienes fueron un gran apoyo emocional durante el tiempo que estuve escribiendo esta tesis.

A mis maestros que nunca dejaron de enseñarme, aunque a menudo no les presté atención en clase, a ellos que continuaron poniendo su esperanza en mí.

A mis jurados que estudiaron mi tesis y la aprobaron. A todos los que me apoyaron para escribir y concluir esta tesis. Para ellos es esta dedicación de la tesis, ya que a ellos se la debo por su apoyo incondicional.

A mis amigos quienes forman las páginas de este libro que vengo escribo y al que llamo mi vida.

**Ledvir Abel Escobedo Pari.**



## AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a mi tutor el Ing. George Florencio Llerena Peredo, quien con su conocimiento y apoyo me guio por cada una de las etapas de este proyecto para lograr los resultados que buscaba.

También quiero agradecer a mi alma matér la Universidad Nacional del Altiplano, docentes y todos con quienes logre cruzarme en mi etapa de formación, por brindarme todos los recursos y herramientas que fueron necesarios para llevar a cabo el proceso de investigación. No habría podido llegar a estos resultados si no hubiera sido por su ayuda incondicional.

Finalmente, quiero agradecer a todos mis compañeros, amigos y énfasis principal en mi familia por apoyarme incluso cuando mi ánimo decayó. En particular, quiero mencionar a mis padres, quienes siempre estuvieron ahí para darme palabras de apoyo y un abrazo reconfortante para renovar mi energía.

Muchas gracias a todos.

**Ledvir Abel Escobedo Pari.**



# ÍNDICE GENERAL

**DEDICATORIA**

**AGRADECIMIENTO**

**ÍNDICE DE FIGURAS**

**ÍNDICE DE TABLAS**

**ÍNDICE DE ACRÓNIMOS**

**RESUMEN .....15**

**ABSTRACT.....16**

## **CAPÍTULO I**

### **INTRODUCCION**

1.1 ANTECEDENTES .....17

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....18

1.3 JUSTIFICACIÓN.....20

1.4 HIPOTESIS .....21

1.5 OBJETIVOS.....21

1.5.1 OBJETIVO GENERAL ..... 21

1.5.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS..... 21

## **CAPÍTULO II**

### **REVISIÓN DE LITERATURA**

MARCO TEORICO .....22

2.1 ORÍGENES Y PROCESOS DE FORMACIÓN DE LOS SUELOS ..... 22

2.2 PROBLEMAS Y PROPIEDADES INGENIERILES ..... 23

2.3 TAMAÑO DE PARTÍCULA DE SUELO ..... 25

2.4 COMPOSICIÓN MINERAL DEL SUELO ..... 27

2.5 CARACTERÍSTICAS GRANULOMÉTRICAS ..... 30



2.6	SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS) .....	32
2.7	CIMENTACIONES .....	34
2.8	ENSAYO ESPECIAL DPL. NTP 339.159:2001 ASTM D 3441 .....	35
2.9	ENSAYOS DE PENETRACIÓN .....	36
2.10	PRINCIPIOS DEL DPL .....	37
2.11	CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL EQUIPO DPL.....	38
2.12	FUNDAMENTOS ENERGÉTICOS DEL EQUIPO DPL.....	39
2.13	ENSAYO ESPECIAL CORTE DIRECTO. NTP 339.153:2001 .....	42
2.14	INVESTIGACIONES DEL SUELO DE FUNDACION .....	47

### **CAPÍTULO III**

#### **MATERIALES Y MÉTODOS**

3.1	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	49
3.2	METODO DE TRABAJO.....	49
3.2.1	EN CAMPO .....	49
3.2.2	METODOLOGÍA DE CÁLCULO .....	50

### **CAPÍTULO IV**

#### **CARACTERÍSTICAS DEL AREA DE ESTUDIO**

4.1	GENERALIDADES.....	59
4.1.1	UBICACIÓN.....	59
4.1.2	ACCESO.....	59
4.1.3	CLIMA Y VEGETACION .....	62
4.1.4	ASPECTOS GEOLOGICOS DEL AREA DEL PROYECTO .....	63
4.1.4.1	GEOMORFOLOGIA .....	63
4.1.4.2	LITOESTRATIGRAFIA.....	64
4.1.4.3	SISMICIDAD.....	68



## CAPÍTULO V

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

5.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS PARÁMETROS DEL SUELO.....	70
5.1.1 ENSAYOS ESPECIALES .....	86
5.1.2 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN .....	86
5.2 CALCULO DE LOS PARÁMETROS DE COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN POR DPL. ....	92
5.3 CALCULO DE LOS PARÁMETROS DE COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN POR CORTE DIRECTO. ....	98
5.4 COMPARACIÓN DE LA VARIACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	104
<b>VI. CONCLUSIONES.....</b>	<b>110</b>
<b>VII. RECOMENDACIONES .....</b>	<b>111</b>
<b>VIII. REFERENCIAS .....</b>	<b>112</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>114</b>

**Área :** Ingeniería Geotécnica

**Tema :** Parámetros Geotécnicos

**FECHA DE SUSTENTACIÓN:** 02 de diciembre 2021



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Fases o componentes del suelo. Fuente: R. Witlow, 1999.....	28
Figura 2.	Curvas granulométricas con fracciones más representativas de los suelos. Fuente: R. Witlow, 1999.....	31
Figura 3.	Esquema para determinar los porcentajes de Grava, arena y finos del suelo. Fuente: W. Rodríguez, 2019. ....	33
Figura 4.	Carta de Plasticidad. Fuente: W. Rodríguez, 2019. ....	33
Figura 5.	Esquema para la realización de ensayos de penetración. Fuente: (Castañeda, 2014). ....	38
Figura 6.	Esquema grafico del ensayo Corte Directo. Fuente: Braja M., 2017. ....	43
Figura 7.	Esquema de la superficie asumida por Terzaghi.....	51
Figura 8.	Ecuación de Cálculo de carga y diseño de zapatas. Fuente: Documentación AASHTO, 2012. ....	55
Figura 9.	Comparación para la determinación del Angulo $\theta$ . Fuente: Documentación AASHTO, 2012. ....	55
Figura 10.	Mapa de Accesibilidad. Fuente: INGEOPLESCA C y C E. I. R. L. ....	60
Figura 11.	Mapa de ubicación del proyecto. Fuente: INGEOPLESCA C y C E. I. R. L. .....	60
Figura 12.	Mapa de ubicación del proyecto. Fuente: Elaboración Propia. ....	61
Figura 13.	Resumen del clima en la zona del proyecto. Fuente: Weather Spark.....	62
Figura 14.	Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú. Fuente: IGP. ....	69
Figura 15.	Descripción geotécnica de la calicata número 01 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.50 metros. ....	74
Figura 16.	Descripción geotécnica de la calicata número 02 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.50 metros. ....	75



Figura 17. Descripción geotécnica de la calicata número 03 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.60 metros. ....	76
Figura 18. Descripción geotécnica de la calicata número 04 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.60 metros. ....	77
Figura 19. Descripción geotécnica de la calicata número 05 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.60 metros. ....	78
Figura 20. Descripción geotécnica de la calicata número 06 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.50 metros. ....	79
Figura 21. Descripción geotécnica de la calicata número 07 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.80 metros. ....	80
Figura 22. Descripción geotécnica de la calicata número 08 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.80 metros. ....	81
Figura 23. Descripción geotécnica de la calicata número 09 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.00 metros. ....	82
Figura 24. Descripción geotécnica de la calicata número 10 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.80 metros. ....	83
Figura 25. Descripción geotécnica de la calicata número 11 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.60 metros. ....	84
Figura 26. Descripción geotécnica de la calicata número 12 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.10 metros. ....	85
Figura 27. Capacidad portante para la calicata No 01 determinada con DPL. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	87
Figura 28. Capacidad portante para la calicata No 02 determinada con DPL. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	88
Figura 29. Capacidad portante para la calicata No 04 determinada con DPL. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	88
Figura 30. Capacidad portante para la calicata No 06 determinada con DPL. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	89





Figura 31. Capacidad portante para la calicata No 08 determinada con DPL. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	89
Figura 32. Capacidad portante para la calicata No 01 determinada con el ensayo de Corte Directo. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	90
Figura 33. Capacidad portante para la calicata No 02 determinada con el ensayo de Corte Directo. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	90
Figura 34. Capacidad portante para la calicata No 04 determinada con el ensayo de Corte Directo. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	91
Figura 35. Capacidad portante para la calicata No 06 determinada con el ensayo de Corte Directo. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	91
Figura 36. Capacidad portante para las calicatas No 08 determinada con el ensayo de Corte Directo. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	92
Figura 37. Grafica de la Penetración Dinámica Ligera en la Calicata No 01. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	93
Figura 38. Grafica de la Penetración Dinámica Ligera en la Calicata No 02. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	94
Figura 39. Grafica de la Penetración Dinámica Ligera en la Calicata No 04. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	95
Figura 40. Grafica de la Penetración Dinámica Ligera en la Calicata No 06. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	96
Figura 41. Grafica de la Penetración Dinámica Ligera en la Calicata No 04. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	97
Figura 42. Grafica del ensayo de Corte Directo en la Calicata No 01. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	99
Figura 43. Grafica del ensayo de Corte Directo en la Calicata No 02. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	100
Figura 44. Grafica del ensayo de Corte Directo en la Calicata No 04. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	101



Figura 45. Grafica del ensayo de Corte Directo en la Calicata No 06. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	102
Figura 46. Grafica del ensayo de Corte Directo en la Calicata No 08. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L. ....	103
Figura 47. Comparación de la capacidad portante para la calicata No 01 con los valores de ángulo de fricción y cohesión determinadas por el método de Penetración Dinámica Ligera (DPL) y el ensayo de Corte Directo. Fuente: Elaboración Propia. ....	105
Figura 48. Comparación de la capacidad portante para la calicata No 02 con los valores de ángulo de fricción y cohesión determinadas por el método de Penetración Dinámica Ligera (DPL) y el ensayo de Corte Directo. Fuente: Elaboración Propia. ....	106
Figura 49. Comparación de la capacidad portante para la calicata No 04 con los valores de ángulo de fricción y cohesión determinadas por el método de Penetración Dinámica Ligera (DPL) y el ensayo de Corte Directo. Fuente: Elaboración Propia. ....	107
Figura 50. Comparación de la capacidad portante para la calicata No 06 con los valores de ángulo de fricción y cohesión determinadas por el método de Penetración Dinámica Ligera (DPL) y el ensayo de Corte Directo. Fuente: Elaboración Propia. ....	108
Figura 51. Comparación de la capacidad portante para la calicata No 08 con los valores de ángulo de fricción y cohesión determinadas por el método de Penetración Dinámica Ligera (DPL) y el ensayo de Corte Directo. Fuente: Elaboración Propia. ....	109



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Límites de separación de tamaño de suelo.....	27
Tabla 2.	Valores típicos de $\phi'$ para suelos granulares.....	45
Tabla 3.	Ecuaciones y Coeficientes.....	53
Tabla 4.	Factores de capacidad de carga $N_c$ (prandtl, 1921) $N_q$ (Reissner, 1924), y $N_y$ (vesic, 1975).....	55
Tabla 5.	Coeficientes $C_wq$ y $C_wy$ Para varias profundidades de nivel freático.....	56
Tabla 6.	Factores de Corrección de forma $S_c$ , $S_y$ y $S_q$ .....	57
Tabla 7.	Factor de Corrección de Profundidad $d_q$ .....	57
Tabla 8.	Factores de Resistencia Geotécnica de Cimentación Superficial en Estado Limite de Resistencia.....	58
Tabla 9.	Límites de la zona de Investigación.....	59
Tabla 10.	Ruta y distancias a la zona del Proyecto.....	60
Tabla 11.	Unidades Litológicas presentes en la zona del proyecto.....	67
Tabla 12.	Calicatas, coordenadas y sus profundidades.....	70
Tabla 13.	Ensayos de Laboratorio y Normativa.....	71
Tabla 14.	Clasificación de Materiales de Calicatas.....	72
Tabla 15.	Resumen de los parámetros obtenidos con el ensayo de Penetración Dinámica Ligera.....	92
Tabla 16.	Resumen de los parámetros obtenidos con el ensayo de Corte Directo.....	98
Tabla 17.	Valores de los parámetros Angulo de fricción y cohesión obtenidos con ambos ensayos.....	104
Tabla 18.	Comparación de los Resultados Obtenidos en la calicata No 01.....	105
Tabla 19.	Comparación de los Resultados Obtenidos en la calicata No 02.....	106
Tabla 20.	Comparación de los Resultados Obtenidos en la calicata No 04.....	107



Tabla 21. Comparación de los Resultados Obtenidos en la calicata No 06..... 108

Tabla 22. Comparación de los Resultados Obtenidos en la calicata No 08..... 109



## ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

°C	: Grados centígrados
AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	: Asociación americana para ensayos y materiales
c	: Cohesión
C	: Clay = arcilla.
C.R.I.	: Curva de resistencia intrínseca o envolvente de Mohr
Cc	: Coeficiente de curvatura
Cm	: Centímetro
Cu	: Coeficiente de uniformidad
DPL	: Penetración Dinámica Ligera
E	: Este
G	: Gravel = grava.
GC	: Gravas arcillosas mezclas mal graduadas de grava arena y arcilla
GI	: Índice de grupo
GM	: Gravas limosas
GP	: Gravas mal graduadas mezclas de grava y arena con pocos finos
Gr	: Gramos
GW	: Gravas bien graduadas mezclas de grava y arena con pocos finos
H	: High plasticity = alta plasticidad.
IP	: Índice de plasticidad
ISO	: International Organization for Standarsization
Kg	: Kilogramo
Kg/cm <sup>2</sup>	: Kilogramo por centímetro cuadrado
Km	: Kilometro
Km/h	: Kilómetros por hora
KN	: Kilo newton
L	: Low plasticity = baja o mediana plasticidad.



LL	: Límite líquido
LP	: Límite plástico
m	: Metro
M	: Silt = limo.
m <sup>2</sup>	: Metros cuadrados
mm	: Milímetro
msnm	: Metros sobre el nivel del mar
MTC	: Ministerio de transportes y comunicaciones
N	: Norte
NO-SE	: Noroeste – Sureste
NP	: No plástico
NTP	: Norma Técnica Peruana
P	: Poor graded = pobremente gradada.
S	: Sand = arena.
SM	: Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduada
SP	: Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos
SPT	: ensayo de penetración estándar
SUCS	: Sistema unificado de clasificación de suelos
W	: Well graded = bien gradada.
<i>q<sub>adm</sub></i>	: Capacidad de carga admisible
<i>q<sub>ult</sub></i>	: Capacidad de carga última o capacidad portante última



## RESUMEN

La presente investigación lleva como título comparación de los parámetros geotécnicos del ensayo Corte Directo y penetración dinámica ligera (DPL), para la obtención de la capacidad portante en la Institución Educativa Secundaria Eduardo Benigno Luque – Laraqueri, el cual se ubica en el Distrito de Pichacani, Provincia y Departamento de Puno. Los estudios de evaluación geotécnica fueron ensayados en los estratos emplazados en material cuaternario aluvial, encerrados en una matriz limo arcillosa con presencia de material granular, el objetivo de la investigación fue la comparación de los parámetros geotécnicos del ensayo Corte Directo y Penetración Dinámica ligera para la caracterización de los suelos y el cálculo de su capacidad portante, utilizando los ensayos de Corte Directo y Penetración Dinámica Ligera, determinando así las características físicas y mecánicas, tales como el ángulo de fricción y cohesión con los que se obtuvo un cuadro comparativo con los valores de resistencia del suelo y de cómo modifican el diseño de las zapatas después de haber calculado la capacidad portante de los suelos y/o terreno de fundación, así como la mecánica de los suelos. La metodología que se utilizó en la investigación es de tipo experimental descriptivo y comparativo, obteniéndose como resultados que en ambos tipos de ensayo hay una variación respecto a la cohesión de 0 a 0.15 kPa y de 25.6 a 28 grados en el ángulo de fricción lo que implica que los resultados de los ensayos son similares, obteniéndose además un valor mínimo de capacidad de carga de 0.90 kg/cm<sup>2</sup> lo que significa que el terreno de fundación es apta para la edificación.

**Palabras Claves:** Capacidad Portante, Corte Directo, Parámetros geotécnicos, Penetración Dinámica Ligera.



## ABSTRACT

The present research is entitled comparison of the geotechnical parameters of the Direct Shear and Light Dynamic Penetration (DPL) test, to obtain the bearing capacity in the Secondary School Eduardo Benigno Luque - Laraqueri, which is located in the District of Pichacani, Province and Department of Puno. The geotechnical evaluation studies were tested in the strata located in alluvial quaternary material, enclosed in a silt-clay matrix with the presence of granular material, the objective of the research was the comparison of the geotechnical parameters of the Direct Shear and Light Dynamic Penetration tests for the characterization of the soils and the calculation of their bearing capacity, using the Direct Shear and Light Dynamic Penetration tests, thus determining the physical and mechanical characteristics, such as the angle of friction and cohesion with which a comparative table was obtained with the soil resistance values and how they modify the design of the footings after having calculated the bearing capacity of the soils and/or foundation soil, as well as the mechanics of the soils. The methodology used in the research is of a descriptive and comparative experimental type, obtaining as results that in both types of tests there is a variation regarding cohesion from 0 to 0.15 kPa and from 25.6 to 28 degrees in the friction angle, which implies that the results of the tests are similar, also obtaining a minimum load capacity value of 0.90 kg/cm<sup>2</sup> which means that the foundation soil is suitable for building.

**Key Words:** Bearing Capacity, Direct Shear, Light Dynamic Penetration, Geotechnical Parameters.





# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES

Para hacer esta investigación, la búsqueda de revisión bibliográfica, así como su selección para la evaluación y recopilación de la información relacionada con el tema de investigación, en donde dos de los cuales se usan y dan como antecedentes de investigación pues abordan problemas similares planteados por nuestra investigación cuyas conclusiones se citan a continuación:

#### **Fernández, R. (2015)**

Determino en su trabajo de investigación la Capacidad Portante con fines de cimentación mediante el ensayo de penetración estándar (SPT) y Corte Directo en el Distrito de Aguas Verdes- Tumbes a una profundidad de 3m son de 1.33 kg/cm<sup>2</sup> - 3.22 Kg/cm<sup>2</sup> y 2.58 kg/cm<sup>2</sup> - 4.01kg/cm<sup>2</sup> respectivamente.

Se determinó que los suelos de fundación a 3 metros de profundidad son arenas limosas mal graduadas sin presencia de arcillas (SP-SM); los análisis químicos determinaron la presencia de alto contenido de sulfatos y cloruros pasando de los límites permisibles.

Los parámetros geotécnicos considerados para la determinación de la resistencia del suelo son:  $c=0.05$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\Phi=24.40^\circ$ , coeficiente de Poisson  $\mu=0.3$ , módulo de elasticidad  $E=245$  kg/cm<sup>2</sup>, coeficiente de balasto  $k=21$  kg/cm<sup>3</sup>. (Fernández, 2015)

Se determinó la comparación entre la Capacidad Portante de los suelos de fundación para cimentaciones superficiales que el ensayo de penetración estándar (SPT)

presenta una capacidad portante 87% menor que el resultado obtenido en el ensayo de Corte Directo.

### **Pari, S. (2018)**

Determino en su Trabajo de Investigación la Evaluación geológica y geotécnica del terreno de fundación para la construcción del edificio archivo regional Puno. Donde identifico las condiciones geológicas del suelo de fundación para la construcción del edificio archivo regional Puno y Según las exploraciones se puede determinar que, en el área de proyecto en los niveles de desplante, el tipo de suelo es uniforme tratándose de un material inter-estratificado arenas y limos en estado semi-compacto ha suelto, con humedad considerable. o La zona de estudio se encuentra conformado por depósitos cuaternarios que comprenden arcillas y limos, arenas y gravas no consolidadas que son depositadas por corrientes de agua. o Se encontró napa freática en la exploración en el nivel -3.70m en la zona de proyecto desde el nivel de terreno natural, según la exploración de las calicatas C-1, C-2, C-3.

- Además Según su objetivo específico “evaluar las características geotécnicas de los suelos de fundación para la construcción del edificio archivo regional Puno” determino el cálculo de los factores de capacidad portante. Para plantea de cimentación: profundidad de desplante igual a 1.00 m se tiene:  $q_{ult} = 19.58 \text{ tn/m}^2$   $FS = 2.0$   $q_{adm} = 0.98 \text{ kg/cm}^2$  (Pari, 2018).

## **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

La importancia de determinar la variación de los parámetros geotécnicos para realizar obras ingenieriles usando métodos directos e indirectos para poder establecer modelos geotécnicos que son aplicables durante la etapa de proceso y mejoramiento de



una infraestructura, los que servirán de guía al momento de diseñar las cimentaciones de la I.E.S Benigno Luque.

El problema que enfrenta la presente investigación es que carece de contenido de los procedimientos que se aplican actualmente para la descripción de los suelos de fundación y las estructuras aledañas además de suministrar información referente al problema de colapso de estructuras ya que de no tener ensayos de determinación de los parámetros geotécnicos podemos tener fallas en las mismas, es así que ambos métodos nos permitirán conocer valores como la cohesión y el ángulo de fricción.

Además, el ensayo más usado para el cálculo de la capacidad portante de los suelos es el ensayo de Corte Directo es así que se busca recomendar el ensayo de Penetración Dinámica Ligera en más proyectos puesto que el ensayo es más económico y de fácil transporte además el uso del equipo de Penetración Dinámica Ligera está permitido según dicta la Norma Técnica Peruana E 0.50.

Por lo expuesto en los párrafos anteriores se plantean las siguientes preguntas:

### **Pregunta general**

- ¿Cuál es la variación de los parámetros geotécnicos con los ensayos Corte Directo y DPL del terreno de fundación de la I.E.S. Eduardo Benigno Luque - Laraqueri?

### **Preguntas específicas**

- ¿Cuáles son los parámetros del ángulo de fricción y cohesión obtenidos con el ensayo de Corte Directo?
- ¿Cuáles son los parámetros del ángulo de fricción y cohesión obtenidos con el ensayo de penetración dinámica ligera (DPL)?



- ¿Cuál es la variación de los parámetros geotécnicos obtenidos de ángulo de fricción y cohesión por los ensayos de Corte Directo y Penetración Dinámica ligera (DPL) al determinar la capacidad portante?

### 1.3 JUSTIFICACIÓN

El problema actual de la I. E. S. Benigno Luque de Laraqueri es que no existe un estudio geotécnico sobre el tipo de suelo en el cual se pretende mejorar la infraestructura de la institución educativa.

Lo que se busca con esta investigación es conocer la variación de los parámetros geotécnicos que resultan de los ensayos de Corte Directo y penetración dinámica ligera, para poder diseñar mejores infraestructuras, así como conocer la eficacia de los ensayos al momento de diseñar la cimentación de estructuras, ya que los parámetros de ángulo de fricción y la cohesión tienen diferentes comportamientos basados en el tipo de material presente en los terrenos de fundación.

Es así que la investigación permitió conocer los diferentes comportamientos de los terrenos de fundación del área de estudio en términos de geología y geotecnia, determinado por los estándares técnicos establecidos. Los estudios realizados tienen como objetivo asegurar que la infraestructura a construir no tenga asentamientos posteriores que impedirían que la infraestructura alcance su vida útil. Así mismo la caracterización del área de estudio permitirá su uso en la construcción de infraestructuras vecinas.

Los perfiles estratigráficos nos permiten conocer la composición y origen de los suelos también conocer donde surgieron estos sedimentos y que rocas están presentes en el área de estudio. Tan pronto como se hayan realizado los estudios pertinentes de acuerdo con los estándares establecidos, podremos sentar las bases para la Edificación.



## **1.4 HIPOTESIS**

Al realizar la comparación de los parámetros geotécnicos del ensayo Corte Directo y penetración dinámica ligera los valores obtenidos influyen en el cálculo de la capacidad portante del suelo en la I. E. S. Benigno Luque – Laraqueri.

## **1.5 OBJETIVOS**

### **1.5.1 OBJETIVO GENERAL**

- La comparación de los parámetros geotécnicos del ensayo Corte Directo y Penetración Dinámica ligera para la caracterización de los suelos y el cálculo de la capacidad portante en la I. E. S. Benigno Luque – Laraqueri

### **1.5.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Caracterizar los parámetros geológicos del suelo de fundación en la I.E.S. Eduardo Benigno Luque – Laraqueri.
- Calcular los parámetros de ángulo fricción y cohesión con el ensayo de penetración dinámica ligera.
- Calcular los parámetros de ángulo fricción y cohesión con el ensayo de Corte Directo.



## CAPÍTULO II

### REVISIÓN DE LITERATURA

#### MARCO TEORICO

##### 2.1 ORÍGENES Y PROCESOS DE FORMACIÓN DE LOS SUELOS

El término suelo puede tener diferentes matices de significados dependiendo del contexto en el que se use. Para el geólogo, "suelo" describe las capas de material suelto sin consolidar que se extienden desde la superficie hasta la roca sólida, y que se han formado por el intemperismo y la desintegración de las propias rocas. Por otra parte, para el ingeniero, el concepto de "suelo» está relacionado con la obra que pueda hacer sobre él, con él o en él. Por consiguiente, para la ingeniería el término "suelo" se refiere al material que se puede utilizar sin necesidad de perforaciones o voladuras. Los agrónomos, horticultores y otros tendrán o preferirán su propia definición.

En el estudio de los orígenes del suelo aplicaremos el punto de vista del geólogo, aunque en lo que se refiere a la clasificación y propiedades para propósitos de ingeniería, se usarán las definiciones de aceptación general en este campo.

Todos los suelos tienen su origen, directa o indirectamente, en las rocas sólidas, que se clasifican de acuerdo con su proceso de formación de la siguiente manera:

Los procesos que transforman a las rocas sólidas en suelos se verifican en, o cerca: de, la superficie y, aunque son complejos, dependen de los siguientes factores:

Naturaleza y composición de la roca madre.

Condiciones climáticas, en especial temperatura y humedad.



Condiciones topográficas y generales de terreno, tales como grado de protección o exposición, densidad y tipo de vegetación, etc.

Interferencia de otros factores, como pueden ser los cataclismos, los terremotos y las actividades humanas.

Mecanismos y condiciones de acarreo natural. (Witlow, 1999).

## **2.2 PROBLEMAS Y PROPIEDADES INGENIERILES**

El estudio de los suelos, desde un punto de vista ingenieril, involucra la aplicación de diversas disciplinas científicas, tales como mineralogía, química, física, mecánica e hidráulica. Además, en algunos temas intervienen las matemáticas y, de hecho, muchos problemas deben resolverse de manera cuantitativa para lograr "respuestas" numéricas. Por supuesto los enfoques y las técnicas necesarias para resolver los problemas de ingeniería varían con el tipo de problema y la importancia relativa de las limitaciones inherentes; pero en general, deben incluirse las siguientes consideraciones:

Naturaleza del material, que incluye una determinación de sus propiedades ingenieriles más importantes.

Conocimientos básicos de las condiciones generales del problema, que encierran el estudio de las características de comportamiento del material en las circunstancias prevaletes.

Como consecuencia de (a) y (b), un modelo o representación del comportamiento esperado en términos matemáticos o mecánicos.

Aplicación de los factores restrictivos tales como tiempo, factores de seguridad, estética, controles de planeación, disponibilidad de materiales o procesos, viabilidad



operacional o de mantenimiento, así como factores de costo que suelen ser de importancia decisiva.

Obtención de soluciones racionales en términos de ingeniería, pero que también cumplan adecuadamente con los otros factores.

Las áreas problemáticas en la mecánica de suelos pueden resumirse convenientemente como sigue:

Excavación. Es la acción de extraer y remover material con objeto de preparar un lugar para la construcción. En este caso los problemas están muy relacionados con la sustentación.

Sustentación del suelo. Tanto en el caso de los taludes naturales como en el de los taludes contruidos (terraplenes) es necesario determinar su capacidad intrínseca de auto sustentación. Cuando se van a realizar excavaciones (por ejemplo, zanjas o sótanos) u otros cortes (por ejemplo, cortes de caminos) será indispensable determinar la necesidad de una sustentación externa y su magnitud.

Flujo de agua. Cuando un suelo es permeable y el agua puede fluir a través de él, se presentan problemas relacionados con la cantidad de infiltración y sus efectos. Suelos como medios de sustentación. La masa de suelo bajo una estructura adyacente a ella es parte del sistema de cimentación; por tanto, resulta necesario investigar su comportamiento como medio de sustentación. Los problemas de esta naturaleza pueden dividirse en dos subcategorías:

Problemas de falla al corte. En estos se investigan los posibles mecanismos de falla en las zonas donde se desarrollan superficies de ruptura debido a que se excede la resistencia al corte de los suelos.





Problemas de compresibilidad. Se induce un cambio en el volumen en todos los suelos cuando se aumentan las cargas en limos, arcillas y arenas sueltas; esto puede ocasionar un problema serio de asentamiento.

Construcción con suelos. Los suelos son ampliamente usados como materiales de construcción para carreteras, pistas aéreas, represas, diques y obras similares. Así como en el caso de otros materiales de construcción, es necesario medir las propiedades del suelo antes de usarlo, como el concreto o el acero; por lo que se debe aplicar un tipo de control de calidad para garantizar buenos resultados en la construcción.

Descripción y clasificación. Una óptima descripción del material es el punto de partida de la desde un punto mayor parte de los problemas, si no es que todos. Debe ser racional, de vista de ingeniería tanto en sus aspectos cualitativo como cuantitativo. Por tanto, es conveniente comenzar los estudios detallados de ingeniería de los suelos con una descripción adecuada. (R. Witlow, 1999).

### **2.3 TAMAÑO DE PARTÍCULA DE SUELO**

Independientemente de su origen, los tamaños de partículas que conforman el suelo pueden variar en un amplio intervalo. Los suelos son generalmente llamados grava, arena, limo o arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas dentro del suelo. Para describir los suelos por su tamaño de partícula, varias organizaciones han desarrollado límites de separación de tamaño de suelo.

La tabla 1 muestra los límites de separación de tamaño de suelo desarrollados por el Instituto de Tecnología de Massachusetts, el Departamento de Agricultura de E.U., la Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales del Transporte, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de E.U. y la Oficina de Reclamación de E.U. En esta tabla el sistema del MIT se presenta sólo a modo de ejemplo, ya que juega un papel importante



en la historia del desarrollo de los límites de separación de tamaño de suelo. Sin embargo, en la actualidad el Sistema Unificado es casi universalmente aceptado y ha sido adoptado por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales.

Las gravas son fragmentos de rocas con partículas ocasionales de cuarzo, feldespatos y otros minerales. En las partículas de arena predominan el cuarzo y el feldespato. A veces también pueden estar presentes granos de otros minerales. Los limos son las fracciones microscópicas del suelo que consisten en fragmentos de cuarzo muy finos y algunas partículas en forma laminar que son fragmentos de minerales micáceos.

Las arcillas son en su mayoría partículas en forma de láminas microscópicas y submicroscópicas de mica, minerales de arcilla y otros minerales. Como se muestra en la tabla 1, las arcillas se definen generalmente como partículas menores de 0.002 mm. En algunos casos las partículas de tamaño entre 0.002 y 0.005 mm también. Las partículas se clasifican como arcilla sobre la base de su tamaño, ya que no pueden contener necesariamente minerales de arcilla. Las arcillas se definen como aquellas partículas “que desarrollan plasticidad cuando se mezclan con una cantidad limitada de agua” (Grim, 1953). (La plasticidad es la propiedad de las arcillas, parecida a la masilla, cuando contienen una cierta cantidad de agua.) Suelos no arcillosos pueden contener partículas de cuarzo, feldespato, mica o son lo suficientemente pequeños como para estar dentro de la clasificación de tamaño de arcilla. Por lo tanto, esto es apropiado para partículas de suelo más pequeñas que  $2\mu$  o de  $5\mu$ , como se ha definido bajo diferentes sistemas, a las que se llamará partículas de tamaño de arcilla en lugar de arcilla. Las partículas de arcilla son en la mayoría de su intervalo de tamaño coloidal ( $<1\mu$ ), y  $2\mu$  parece ser el límite superior. (Braja M., 2017).

Tabla 1. Límites de separación de tamaño de suelo.

Nombre de la organización	Grava	Tamaño de grano		
		Arena	Limo	Arcilla
Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	<0.002
Departamento de Agricultura de estados Unidos (USDA)	>3	3 a 0.05	0.05 a 0.002	<0.002
Asociación Americana de Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	<0.002
Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (US. Army Corps of Engineers; US bureau of Reclamation; American Society for Testing and Materials)	76.2 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (es decir, limos y arcillas) <0.075	

Fuente: (Braja M., 2017).

## 2.4 COMPOSICIÓN MINERAL DEL SUELO

La mayor parte de suelos consiste en mezclas de partículas minerales inorgánicas con porciones de agua y aire. Por tanto, es conveniente concebir un modelo de suelo con tres fases: sólida, líquida y gaseosa.

Fragmentos de rocas. Son los trozos identificables de la roca madre que contienen diversos minerales. En general, los fragmentos de roca, a diferencia de los granos de mineral, son bastante grandes (>2 mm), es decir, entre el tamaño de arena y el de grava. La firmeza global de un suelo depende del grado de descomposición mineral diferencial en los fragmentos individuales. Por ejemplo, la presencia de fragmentos graníticos caolinizados afecta la resistencia a la trituración o a la resistencia al corte del suelo.

Granos minerales. Se trata de partículas separadas, cada una con un mineral específica y una gran variedad de tamaños desde grava (2mm) hasta arcilla (1 $\mu$ m). Aun cuando algunos suelos contienen mezclas de diversos minerales, un gran número de ellos está formado por un solo mineral en forma casi exclusiva, los mejores ejemplos de estos últimos se encuentran abundantemente en los depósitos de arena, donde el mineral predominante es el cuarzo, debido a sus ya mencionadas cualidades de resistencia. Por conveniencia, se dividen los suelos en dos grupos principales: de grano grueso y de grano fino.

Los suelos de grano grueso son aquellos que tiene tamaños de partícula mayores que 0.06 mm, es decir, ARENAS y GRAVAS. Sus granos son redondeados o angulares y en general están constituidos por fragmentos de rocas, cuarzo o jaspe, con presencia frecuentemente de óxido de hierro, calcita y mica. La forma relativamente equidimensional es función de la estructura cristalina de los minerales y el grado de redondez depende de la calidad de desgaste que ha tenido lugar.

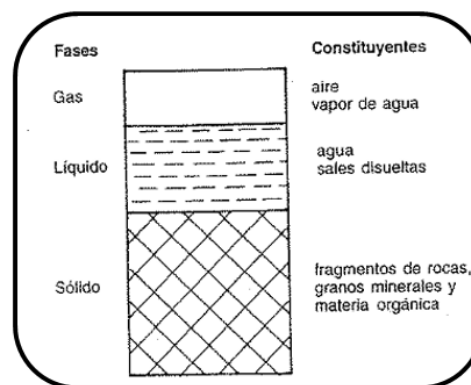


Figura 1. Fases o componentes del suelo. Fuente: R. Witlow, 1999.

Los suelos de grano fino tienen sus partículas menores que 0.06 y tienen forma típicamente escamosa, como los LIMOS y las ARCILLAS. Los óxidos y sulfuros muy finos, y a veces la materia orgánica, pueden estar presentes también.



De la mayor importancia en el contexto de ingeniería es la escamación de los minerales arcillosos, que da lugar a áreas superficiales muy grandes.

Materia orgánica. La materia orgánica proviene de restos vegetales o animales cuyo producto final, conocido como el humus, es una mezcla compleja de compuestos orgánicos. La materia orgánica es una de las características del suelo superficial que se presenta como tierra vegetal, con 0.5 m de espesor y no más. Los depósitos de turba son predominantemente material orgánico fibroso. Desde el punto de vista de ingeniería, la materia orgánica tiene propiedades indeseables. Por ejemplo, es altamente compresible y absorbe grandes cantidades de agua, de modo que los cambios en la carga o en el contenido de humedad producen cambios considerables en su volumen, planteando serios problemas de asentamiento. La materia orgánica también tiene una resistencia muy baja al esfuerzo cortante y, en consecuencia, baja capacidad de carga. La presencia de materia orgánica afecta al fraguado del cemento y, por tanto, presenta dificultades en la fabricación del concreto y la estabilización de los suelos.

Agua. El agua es parte fundamental de los suelos naturales y de hecho su efecto sobre las propiedades ingenieriles es el más pronunciado de todos los constituyentes. El desplazamiento del agua a través de la masa del suelo debe estudiarse con gran detalle en lo que se refiere a los problemas de infiltración y permeabilidad y, además, con un enfoque algo diferente cuando se estudien los problemas de compresibilidad. El agua no tiene resistencia al corte, no es compresible y, por consiguiente, transmite la presión directamente. Por esta razón, las condiciones de drenaje en la masa de un suelo tienen gran importancia al estudiar su resistencia al corte. Además, el agua puede disolver y acarrear en solución un gran número de sales y otros compuestos, algunos de los cuales tienen efectos indeseables. Por ejemplo, la presencia de sulfato de calcio (y en menor grado, de sulfatos de sodio y magnesio) es muy común en muchos suelos arcillosos. La



presencia de iones sulfato tiene un efecto perjudicial serio sobre uno de los componentes del cemento Portland y por lo tanto pueden afectar a los cimientos y demás subestructuras de concreto.

Aire. Desde un punto de vista práctico se puede considerar que los suelos están perfectamente secos o completamente saturados, o bien en una condición intermedia entre estos dos extremos. Sin embargo, para ser exactos, estos extremos no se presentan en la realidad. En los suelos considerados como "secos" habrá vapor de agua presente, mientras que un suelo "completamente saturado" puede contener hasta el 2% de aire atrapado. El aire, desde luego, es compresible, y el vapor de agua se puede congelar. Ambos fenómenos son importantes desde el punto de vista de la ingeniería. (R. Witlow, 1999).

## **2.5 CARACTERÍSTICAS GRANULOMÉTRICAS**

La curva granulométrica es una representación gráfica de la distribución: de tamaños de partícula, por tanto, útil por sí misma como un medio para describir los suelos. Por esta razón, siempre resulta una buena idea incluir en los informes de laboratorio o similares, copias de la curva de granulometría. Debe recordarse también que el objetivo principal es proporcionar un término descriptivo del tipo de suelo. Esto se facilita mucho con el uso de gráficas, como las que se ilustran en la figura 2, que permiten estimar los intervalos de tamaños que se encuentran en la fracción más representativa del suelo. Por ejemplo, la curva A puede considerarse como representativa de una ARENA media mal graduado debido a que la curva tiene mucha pendiente, lo que indica un intervalo estrecho de tamaños, y se trata de un tamaño medio debido a que la mayor proporción de suelo (aproximadamente el 65%) queda situado en el subintervalo de la arena media. La

curva B representa un material bien graduado que contiene un intervalo amplio de tamaños de partícula, desde arena fina hasta grava media; este suelo puede describirse como una GRAVA ARENOSA bien graduada, pues más de la mitad del suelo es grava en un 60% y el resto es arena en un 40%. La curva C también representa un material bien graduado en el que predomina la arena, pero con una fracción significativa de limo (un 20%); este suelo debe describirse como ARENA muy limosa, con el sustantivo indicando la fracción predominante. La curva D indica un LIMO muy arenoso, por ejemplo, limo de estuario o de delta; la curva E indica una ARCILLA limosa, por ejemplo, arcilla London o arcilla Oxford.

Existe otro análisis cuantitativo de curvas de granulometría que puede llevarse a cabo usando ciertos valores geométricos llamados características de graduación. Primero, se localizan tres puntos indicativos en la curva granulométrica de los siguientes tamaños característicos. (R. Witlow, 1999).

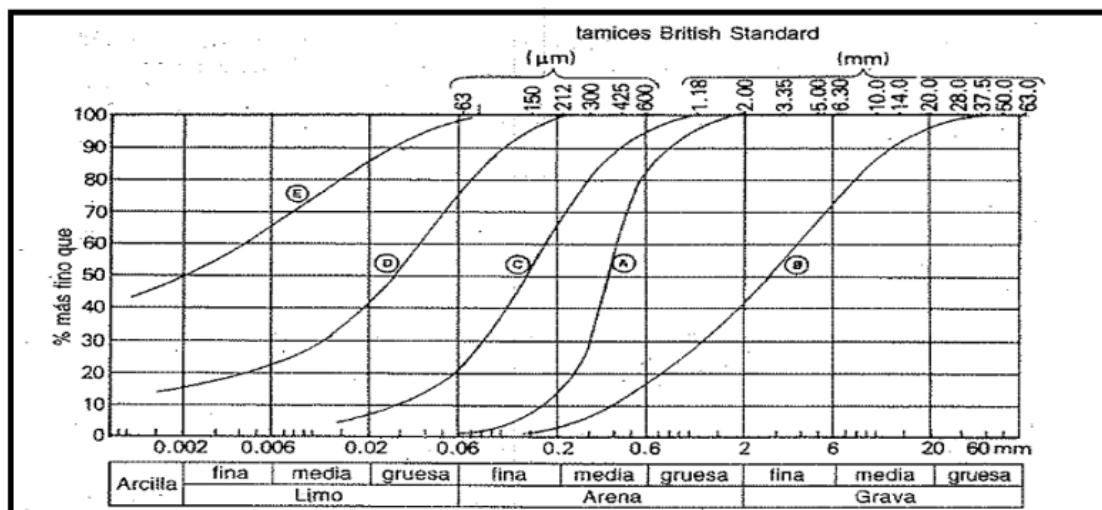


Figura 2. Curvas granulométricas con fracciones más representativas de los suelos. Fuente: R. Witlow, 1999.



## 2.6 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

El sistema unificado de clasificación de suelos, es otro de los aportes de Arthur Casagrande. Se necesita contar con las siguientes propiedades del suelo:

Curva de distribución granulométrica de donde se obtienen los coeficientes  $C_u$  y  $C_c$ .

$C_u$  = Coeficiente de uniformidad, obtenidos de la Curva de distribución granulométrica.

$C_c$  = Coeficiente de curvatura, obtenido de la Curva de distribución granulométrica.

Los porcentajes de Grava, Arena y Finos del suelo.

$$\begin{aligned} A &= \text{Porcentaje de Grava del suelo} = \\ &= 100 - \% \text{ pasa tamiz Nro. 4} \quad \dots(1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= \text{Porcentaje de Arena del suelo} = \\ &= \% \text{ pasa Nro. 4} - \% \text{ pasa Nro. 200} \quad \dots(2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= \text{Porcentaje de Finos.} \\ &= \text{porcentaje que pasa Nro. 200} \quad \dots(3) \end{aligned}$$



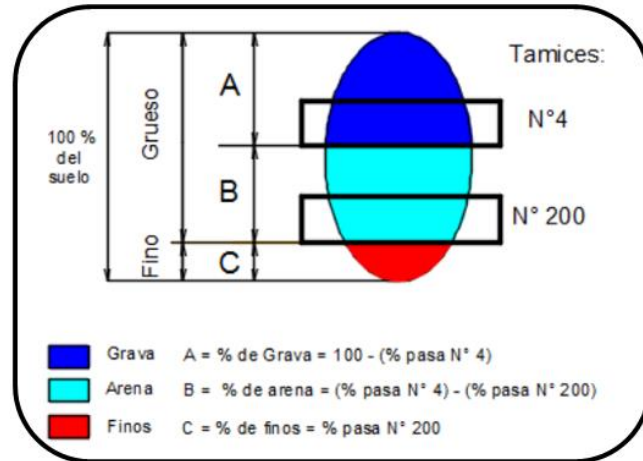


Figura 3. Esquema para determinar los porcentajes de Grava, arena y finos del suelo. Fuente: W. Rodríguez, 2019.

Además, se debe contar con la Carta de plasticidad.

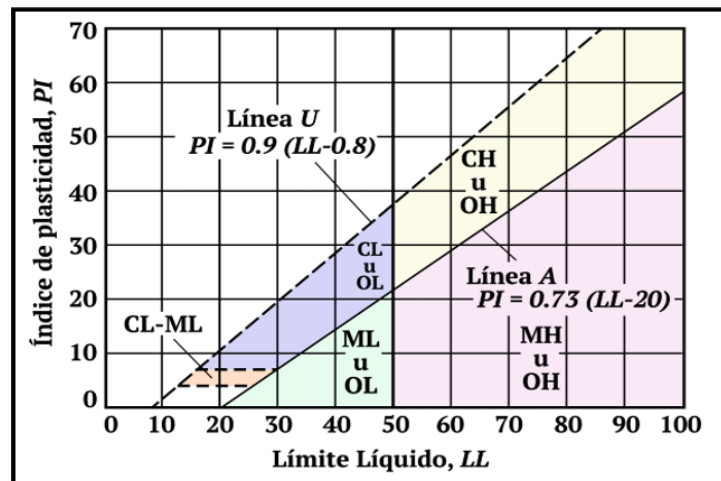


Figura 4. Carta de Plasticidad. Fuente: W. Rodríguez, 2019.

### SÍMBOLOS.

Se usan los siguientes símbolos básicos:

G = gravel = grava.

S = sand = arena.

M = silt = limo.

C = clay = arcilla.



W = well graded = bien gradada.

P = poor graded = pobremente gradada.

L = low plasticity = baja o mediana plasticidad.

H = high plasticity = alta plasticidad.

(W. Rodríguez, 2019).

## 2.7 CIMENTACIONES

Una edificación, no es un elemento aislado, sino que interactúa con el medio. Una edificación u obra de ingeniería, se asienta sobre el suelo. Y esa edificación tiene cargas, las que transmite al suelo. El suelo no es un material firme, que garantiza totalmente la estabilidad.

No tiene la resistencia tan grande, como el acero o el concreto, que son los componentes de la edificación, a diferencia del suelo. Al contrario, es un material que sufre deformaciones, y tiene una resistencia límite, la cual no debe ser superada por las cargas que provienen de la estructura. Es necesario entonces, calcular los esfuerzos que se producen en el suelo y, las deformaciones que se producen. Los estudiosos han encontrado, que cuando los asentamientos del suelo, son mayores a un cierto, valor límite, se producen grietas en la edificación. Por tanto, es necesario conocer los principios y ecuaciones que predicen el valor de las deformaciones, para no superarlas. Además, el suelo no tiene una resistencia fija, sino que varía en cada lugar. Por tanto, se tiene que determinar. Existen métodos teóricos y prácticos para determinar la capacidad portante.

Aquí cobra importancia la experimentación de los materiales, en este caso del suelo, la cual nos proporciona parámetros geotécnicos, los que se usan en las



teorías y ecuaciones de resistencia que se han desarrollado. La determinación de las características y propiedades del suelo, sirven para el diseño de las estructuras y cimentaciones. No es lo mismo diseñar una edificación sobre un suelo blando, que sobre un suelo rígido. Las fuerzas sísmicas son mayores, en las edificaciones asentadas sobre suelos blandos. Las cimentaciones son de mayor tamaño, en suelos de baja resistencia o capacidad portante, que sobre un suelo de mayor capacidad portante.

Cada piso de edificación, representa peso adicional, y cuando se supera la resistencia del suelo, es necesario transmitir las cargas a otras partes más profundas, y mejor si es que es en roca. Por tanto, hay que conocer el estado del conocimiento sobre cimentaciones profundas, tales como los pilotes.

Además de la teoría, aquí es importante también, el nivel de la tecnología. (W. Rodríguez, 2019).

## **2.8 ENSAYO ESPECIAL DPL. NTP 339.159:2001 ASTM D 3441**

El objetivo específico de este ensayo, se efectúa colocando un espécimen del suelo sometido a una carga normal para aplicarse el esfuerzo cortante para determinar los valores de cohesión y el ángulo de fricción interna.

Normalmente en este ensayo se efectúan varias pruebas diferentes para obtener los cálculos del suelo en que se va a trabajar y realizar nuestro proceso de diseño y/o constructivo como ingenieros civiles.

Este ensayo se impone sobre un suelo en condiciones idealizadas, o que indique la ocurrencia de una falla a través de un plano de localización predeterminado en la dirección horizontal. Sobre este plano actúan dos fuerzas, una normal por una carga vertical aplicada y un esfuerzo cortante debido a la acción de una carga horizontal. Para



realizar respectivos ensayos siempre debemos tener en cuenta: si el suelo es cohesivo y los respectivos cálculos, se realizan a las 24 horas de haber saturado la muestra. (Castañeda, 2014).

## **2.9 ENSAYOS DE PENETRACIÓN**

Los ensayos o pruebas de penetración son pruebas realizadas para la determinación de las características geotécnicas de un terreno, como parte de las técnicas de reconocimiento de un reconocimiento geotécnico.

Constituyen un método sencillo e intuitivo de apreciar la consistencia de un terreno: forzar la penetración de un elemento, relacionando dicha consistencia con la aparición de la resistencia que opone el terreno a la hincada de este elemento. Igualmente, puede deducirse de esta forma la cota de aparición de estrato duro (por ejemplo, el sustrato rocoso) por la imposibilidad de penetrar más allá de dicha profundidad.

Con los datos de resistencia a la penetración que se obtienen en un ensayo de estas características, es posible, gracias a la experiencia geotécnica, establecer una serie de correlaciones para distintos tipos de suelo, con el fin de conseguir caracterizarlo geotécnicamente. Aunque su utilidad sea grande, particularmente en la determinación de la profundidad de las capas competentes o de rechazo en la hincada, dicha técnica de reconocimiento del terreno de la que se obtiene de forma indirecta las características y propiedades del terreno, ha de ser por fuerza de poca precisión. Esto hace que haya quien no considere estos métodos, auténticos ensayos "in situ", denominándolos más bien como pruebas de penetración, o directamente con el término de "penetrómetro".



Excepto un tipo de prueba de penetración (SPT), que se realiza exclusivamente en la ejecución de sondeos, el resto de penetrómetros constituyen en sí mismos una actividad separada y concreta entre las desarrolladas en una campaña de reconocimiento.

La relativa rapidez y economía de ejecución respecto a la realización de sondeos, hace que sean muy utilizados. Hay que llamar la atención, sin embargo, de que su uso es la detección de capas estratigráficas del terreno ya conocidas y delimitadas por la ejecución previa de sondeos o por una gran experiencia local si la obra es de poca importancia. Por ello, su empleo debe ser el de complementar una campaña en la que se haya realizado (o previsto realizar) un número de sondeos apropiado para la caracterización de los distintos niveles de terreno, y en absoluto el de constituir el sistema básico o principal de reconocimiento.

Según la forma de aplicar la energía para la hincada útil de penetración, las pruebas de penetración pueden clasificarse en:

Penetrómetros dinámicos, en los que la energía se aplica mediante golpeo o impacto con una maza.

Penetrómetros estáticos, en los que la energía de hincada se aplica mediante presión. (Castañeda, 2014).

## **2.10 PRINCIPIOS DEL DPL**

Actualmente, existe una amplia gama de equipos de ensayos para la exploración del suelo. Dichos instrumentos son utilizados dependiendo de los requerimientos que solicite el proyecto en desarrollo. Comúnmente en la ingeniería civil se utilizan principalmente los ensayos de tipo dinámicos, los cuales obtienen su energía mediante la

aplicación de golpes para penetrar el suelo. Dentro de la gama de equipos de tipo dinámico, se pueden encontrar distintos equipos como los que se puede apreciar en:

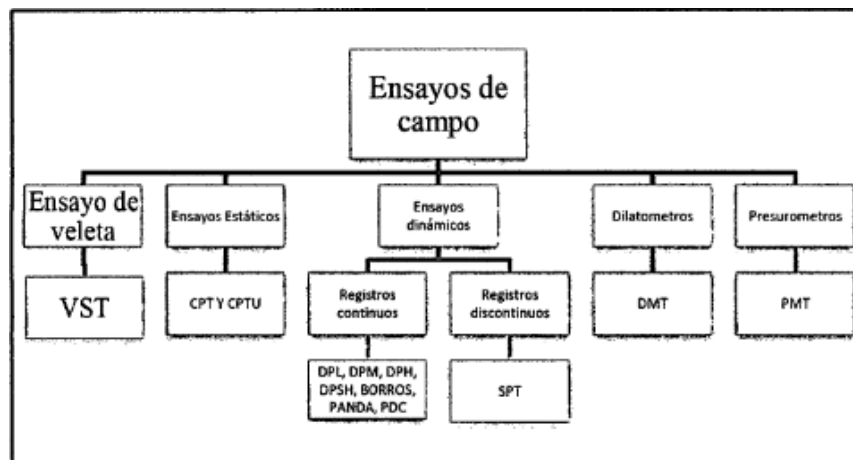


Figura 5. Esquema para la realización de ensayos de penetración. Fuente: (Castañeda, 2014).

## 2.11 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL EQUIPO DPL

El equipo de sondaje DPL corresponde, a un ensayo del tipo "dinámico con registro continuo", los cuales generan mediciones constantes de la resistencia del suelo a diferencia de los basados en registros discontinuos que miden la cantidad de golpes de modo intercalado (un tramo es medido y el siguiente no).

Los equipos pertenecientes a la categoría de ensayos dinámicos se basan en el supuesto el cual, la resistencia del terreno actúa sólo en la punta y no a lo largo de las barras metálicas que componen el equipo. Dicha resistencia, que produce el suelo en la punta del equipo de sondaje, se le conoce como resistencia "Rd". Las características generales del equipo se encuentran especificadas en la normativa ISO 22476-2:2005.

El sistema DPL se encuentra compuesto de los siguientes elementos:



**Cono Dinámico:** Pieza metálica cilíndrica de dimensiones estandarizadas, la cual está en contacto directo con el suelo, y se utiliza para medir la resistencia a la hincada del suelo.

**Martillo o Martinete:** Pieza cilíndrica utilizada para generar la energía mecánica requerida para la hincada del cono. El martillo se utiliza gravitacionalmente.

**Cabeza de golpeo o Yunque:** Pieza que recibe el impacto del martillo cuando es utilizado y cuyo objetivo es transmitir la energía producida hacia la punta del cono dinámico.

**Varillaje:** Barras metálicas las cuales transmiten la energía producida por el martillo hacia el cono. Las barras se conectan desde el yunque hacia el cono cilíndrico, poseen una longitud de un metro y líneas de referencia cada diez centímetros. Esto con el objeto de facilitar el registro de datos.

**Placa base:** Placa metálica que permite dar soporte a las componentes del equipo. Esto permite que los componentes se encuentren de manera vertical, cumpliendo lo especificado en la normativa vigente. La placa base permite la extracción de las barras de traspaso de carga luego de finalizado el sondaje.

**Barra guía:** Pieza unida al yunque que permite dar la altura de caída requerida por el martillo y a su vez guía en su caída libre hacia el yunque. (Castañeda, 2014).

## **2.12 FUNDAMENTOS ENERGÉTICOS DEL EQUIPO DPL**

Como se dijo anteriormente los ensayos dinámicos se basan en el supuesto que la resistencia del suelo ocurre en la punta del equipo, la resistencia a la hincada de las barras que genera el suelo se produce por acción del martillo golpeador, el cual obtiene su energía por acción gravitacional. El mecanismo para generar la energía del martillo, se



encuentra especificada al igual que las características técnicas por la norma ISO 22476-2:2005. Las consideraciones se derivan de la ley de conservación de energía para lo cual en el caso de estos equipos se consideran variables como resistencia del suelo, elasticidad de las barras de perforación y el procedimiento de hincado.

Para generar la energía el martillo debe dejarse caer desde una altura normalizada, poseyendo en ese momento sólo energía potencial cuya definición se describe de la siguiente manera:

Siendo:

m: Masa del martillo

g: Aceleración de gravedad

H: Altura de caída.

v: Velocidad del martillo.

g: Aceleración de Gravedad.

Como fue descrito anteriormente, el martillo actúa gravitacionalmente por lo que, al momento de soltar el martillo, éste sólo posee energía potencial. Sin embargo, al momento de caer la energía se transforma de energía potencial a energía cinética, siendo al momento del impacto con el yunque sólo energía cinética.

Físicamente, al momento de producirse el impacto ocurre transferencia de cantidad de movimiento entre el martillo y el yunque. Además, considerando las pérdidas por la deformación elástica que sufren las barras y que el martillo no sea





obstaculizado antes del impacto, al momento de aplicar el balance de energía, se obtiene una ecuación modificada de la energía cinética:

Donde:

e: el avance en cm por golpe

m: Masa del martillo en Kg

m': Masa del yunque más la masa de las barras hasta la profundidad de la punta del cono en kg

Rd: Fuerza de resistencia por punta en kg

h: Altura de caída.

C: Cohesión del Suelo

N: Numero de golpes requeridos.

(Obs. a =m' 1m)

La normativa en su apéndice E, recomienda utilizar la fórmula aproximada creada por los holandeses. Esto debido a que es una relación válida para determinar la resistencia dinámica en ensayos del tipo dinámico. Para la fórmula de los holandeses se reemplaza  $n=0$  y  $c=0$  (esto debido a que se desprecia la fricción en la caída del martillo) lo que se tiene:

Donde:

qdo qc: Resistencia por punta, o fórmula de los holandeses.

m: Masa del martillo



m': Masa de las barras incluyendo la masa del yunque o cabeza de golpeo

e: A vanees promedio en cm/golpe

A: Área basal del cono de perforación

h: Altura de caída.

El conocimiento del comportamiento energético del equipo DPL permite, adecuar su uso, de acuerdo a las condiciones existentes del terreno y a la investigación que se desee realizar. (Castañeda, 2014).

### **2.13 ENSAYO ESPECIAL CORTE DIRECTO. NTP 339.153:2001**

La finalidad de los ensayos de Corte Directo es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometidas a fatiga y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en un terreno producto de la aplicación de una carga. Para conocer la resistencia del terreno se usa el aparato de Corte Directo, siendo el más típico una caja de sección cuadrada o circular dividida horizontalmente en dos mitades. Dentro de ella se coloca la muestra de suelo con piedras porosas en ambos extremos, se aplica una carga vertical de confinamiento ( $P_v$ ) y luego una carga horizontal ( $P_h$ ) creciente que origina desplazamiento de la mitad móvil de la caja originando el corte de la muestra.

Esta prueba es conveniente para la determinación relativamente rápida de las propiedades de resistencia consolidada debido a que las trayectorias de drenaje a través del espécimen son cortas, en consecuencia, permiten que el exceso de la presión de poros sea disipado más rápidamente que con otras pruebas de resistencia drenada. La figura 2 muestra los principales detalles del aparato de Corte Directo, en el cual el espécimen de suelo se introduce en un molde dividido

horizontalmente en dos mitades. Se aplica luego a la muestra una fuerza normal IN mediante una placa de carga, y, luego de fijar la mitad superior del molde, se corta la muestra en un plano horizontal mediante la aplicación de una fuerza cortante S. El movimiento vertical de la muestra durante el corte se mide por medio de un deformímetro que se apoya sobre la placa superior.

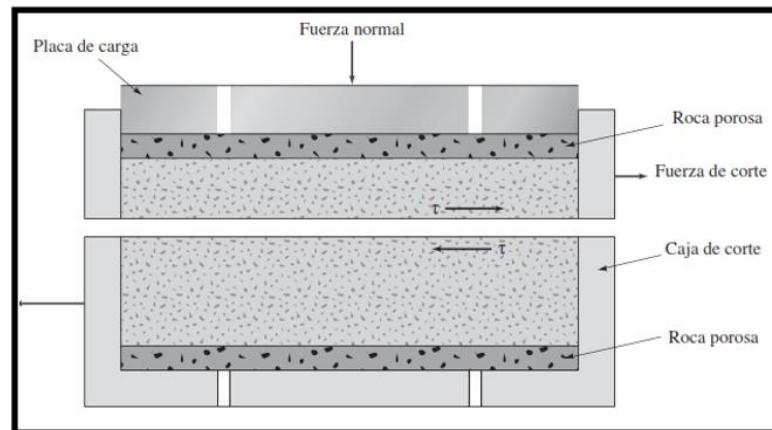


Figura 6. Esquema gráfico del ensayo Corte Directo. Fuente: Braja M., 2017.

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



resistencia drenada de los suelos arcillosos si primero se consolida por completo la muestra bajo la carga normal y luego se corta la muestra a una velocidad suficientemente lenta para asegurarse de la disipación inmediata del exceso de la presión intersticial que se produce durante el corte; de este modo,  $u=0$  durante el proceso de corte. Por lo tanto, para arcillas y arenas drenadas el esfuerzo normal efectivo en el plano de corte está dado por  $s'=N/A$  y el esfuerzo cortante asociado  $r=S/A$ , donde  $A$  es el área de la planta del molde de corte.

Para las arenas sueltas el volumen disminuye durante el corte, ya que las partículas en el plano de falla se desplazan formando un arreglo más denso.

Para grandes deformaciones cortantes del orden del 20%, la muestra se cizalla a volumen constante con un valor constante de esfuerzo cortante. Para estas grandes deformaciones la tendencia al aumento de volumen por algunas partículas que se mueven hacia arriba se anula con partículas adyacentes que se desplazan hacia los vacíos creados, dando como resultado un cambio de volumen neto nulo. En estas condiciones se dice que la muestra se encuentra en estado de relación de vacíos crítica o en estado de relación de vacíos constante. En una arena densa, la trabazón de los granos hace que se separen (es decir, se mueven hacia arriba montándose unos sobre otros) para que puedan producirse movimientos relativos o el corte entre los granos. Por tanto, la muestra se expande durante el corte; este fenómeno se denomina dilatancia, cuyo movimiento se opone a la presión de confinamiento. En consecuencia, esfuerzo cortante pico se presenta en un valor particular de la deformación cortante unitaria en la cual la tasa de dilatación es máxima. Cuando se incrementa la deformación cortante unitaria, la tasa de dilatación disminuye, ya que la

muestra alcanza un valor de relación de vacíos constante y los esfuerzos cortantes disminuyen, ya que la muestra alcanza un valor de relación de vacíos constante y los esfuerzos cortantes disminuyen hasta un valor residual. Para la misma presión de confinamiento, el esfuerzo cortante residual de una muestra densa es igual al esfuerzo cortante máximo de una muestra suelta. Los valores típicos de la deformación en la falla en arenas sueltas están alrededor de 12% al 16%; en las arenas densas este valor está alrededor de 2% al 4%.

El ángulo de fricción efectivo para un estado de densidad en particular se obtiene al graficar el valor máximo del esfuerzo cortante  $u$  en función del esfuerzo normal efectivo  $a'$ . Para establecer la envolvente de falla se realizará diferentes ensayos con diferentes valores de presión de confinamiento y se dibuja una línea recta desde el origen (ya que  $c'=0$  en los suelos granulares) pasando por los respectivos puntos; la pendiente de esta línea se designa con  $\phi'$ : en la tabla se presentan valores típicos de  $\phi'$  para suelos granulares.

Tabla 2. Valores típicos de  $\phi'$  para suelos granulares.

Tipo de Suelo	$\Phi$
Limo	27 - 30
Arena Limosa	27 - 33
Arena Uniforme	28 - 34
Arena bien Graduada	33 - 45
Grava Arenosa	35 - 50

Fuente: Terzaghi y Peck, 1967.



Se observa que los cambios de volumen tienen una influencia fundamental en el valor de la resistencia al corte de los suelos. Tales efectos se reflejan empíricamente en el valor de  $\langle p' \rangle$  en la ecuación de Coulomb. Sin embargo, un tratamiento detallado requiere el estudio del comportamiento de las partículas del suelo para separar el componente de la resistencia debido a la estructura de las partículas, de aquel que corresponde a la fricción entre las partículas (Rowe, 1962, 1972a, Home, 1965, 1969).

Muestra la forma de la relación esfuerzo - deformación unitaria cambio de volumen que se obtiene en ensayos drenados como arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas. Para las arcillas normalmente consolidadas, la disminución del esfuerzo cortante desde el valor pico hasta el valor residual se asocia con la orientación gradual de las partículas de arcilla en la zona de corte, cuyas superficies planas se alinean paralelas al plano de falla y presentan así una mínima resistencia al corte. La magnitud del descenso del esfuerzo cortante luego del valor pico se incrementa con el índice de plasticidad. Para las arcillas preconsolidadas existe una notable disminución del esfuerzo cortante desde el valor pico hasta el valor residual como resultado parcial de la dilatación en el plano de falla y parcialmente también por el alineamiento horizontal de las partículas de arcilla. La diferencia entre los valores del esfuerzo cortante, pico y residual, aumentan con el incremento de la relación de pre consolidación y con el índice de plasticidad. Los valores típicos de las deformaciones en la falla para arcillas normalmente consolidadas están cerca del 20% para las arcillas preconsolidadas están cerca del 6%.

Para establecer el estado residual se necesitan de formaciones cortantes muy grandes que no pueden alcanzarse con el simple desplazamiento del molde



de corte. Algunas veces para obtener el desplazamiento necesario debe invertirse de manera repetida de dirección de corte, pero ello distorsiona el alineamiento de las partículas y no se logra el verdadero valor para el estado mínimo. El problema puede resolverse utilizando el aparato de corte simple tipo anular (ringshear) (Bishop et al, 1971) en el cual se prueba aún espécimen se suelo de forma anular en un anillo partido horizontalmente en su plano medio, lo cual permite que la mitad inferior de la muestra sea cizallada continuamente en una dirección sobre la mitad superior fija, sin cambio en el área de contacto entre las dos caras. Muestra la forma de las envolventes de falla que por lo general se obtiene en el ensayo de Corte Directo con muestras drenadas de arcillas normalmente consolidadas y preconsolidadas. Las arcillas preconsolidadas se caracterizan por tener un intercepto en el eje vertical  $u$  que define el valor de  $c'$  del suelo. Este valor a menudo está en el rango de 5 a 30 kN/m<sup>2</sup>. Para arcillas fisuradas existe la evidencia de que la  $c'$  medida en laboratorio, en el campo tiende a cero con el tiempo. Para arcillas normalmente consolidadas  $c'=0$ , y la envolvente de falla pasa entonces por el origen. El valor de  $j'$  no es afectado de manera sustancial por la preconsolidación, y por lo general está en el rango de 30° a 20°, y disminuye cuando el índice de plasticidad aumenta. El ángulo de fricción efectivo residual  $j'$  puede ser tan bajo como 9° para las arcillas de índice de plasticidad alto y controla la estabilidad de terraplenes y taludes realizados en suelos que han sufrido previamente una falla por corte en un tiempo geológico pasado. Para depósitos de arcilla que tienen una orientación aleatoria de las fisuras, la masa presenta un valor promedio de  $j'$  intermedio entre el valor pico de la arcilla intacta y el valor residual en el plano de las figuras (Skempton, 1964).

## **2.14 INVESTIGACIONES DEL SUELO DE FUNDACION**

El estudio del sitio donde se proyecta levantar una estructura, así como la obtención de muestras de suelos y rocas, es de gran importancia y debería hacerse bajo la



dirección y constante supervisión de ingenieros especialistas en suelos. El estudio del suelo y subsuelo no debe limitarse al lugar donde se construirá una autopista, vía urbana, pista de aterrizaje o carretera, o donde se levantará un terraplén, viaducto, puente u otro tipo de estructura. Sino que debe comprender toda la zona circunvecina.

El estudio debe incluir los principales accidentes naturales del terreno como quebradas, riachuelos, zonas anegadizas y vegetación existente, datos estos que son muy valiosos para poder proyectar sistemas de drenaje, prevenir y evitar deslizamientos, que pudieran presentarse posteriormente, y otros inconvenientes (Valle, 1976).





## CAPÍTULO III

### MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.1 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

El trabajo de investigación corresponde al método tipo experimental descriptivo y comparativo. Es un diseño que consiste en recolectar dos o más muestras con el propósito de observar el comportamiento y compararlos. En esta investigación para describir las diferencias en la variación de los resultados de la cohesión y el ángulo de fricción que se obtienen con el ensayo de Corte Directo y Penetración Dinámica Ligera, se han realizado 5 de estos ensayos distribuidos por el área del proyecto en las que se realizaron 12 calicatas, se evalúa las características físicas del terreno que son los ensayos estándar seguido de los ensayos especiales.

#### 3.2 METODO DE TRABAJO

##### 3.2.1 EN CAMPO

#### PROPIEDADES FÍSICAS

Cabe notar que los ensayos físicos corresponden a aquellos que determinan las propiedades índices de los suelos que permiten su Clasificación de Suelos por el Método SUCS y AASHTO.

El sistema más usual de clasificación de suelos es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el cual clasifica al suelo en 15 grupos identificados por nombre y por términos simbólicos.

El Sistema de Clasificación para Construcción de Carreteras AASHTO, es también muy usado de manera general. Los suelos pueden ser también clasificados en



grandes grupos, pueden ser Morosos. De grano grueso o grano fino, granular o no granular y cohesivo, semi cohesivo y no cohesivo.

Otra característica importante de los suelos es su humedad natural, puesto que la resistencia de los suelos de subrasante, en especial de los finos, se encuentra directamente asociada con las condiciones de humedad y densidad que estos suelos presenten. Con los resultados de propiedades índices y análisis granulométrico, se presenta la tabla número 05: “clasificación de Materiales de Calicatas”, que resume los resultados principales de los materiales ensayados, incluyendo las clasificaciones SUCS y AASHTO.

### **3.2.2 METODOLOGÍA DE CÁLCULO**

#### **3.2.2.1 DISEÑO EN EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA**

Una de las primeras metodologías de cálculo de cimentaciones superficiales corridas fue propuesta por Terzaghi (1943). Su propuesta surgió a partir de ciertas modificaciones realizadas a la propuesta original de Prandtl (1920) que se basaba en la teoría de la plasticidad.

La capacidad de carga de un suelo homogéneo al cual se le aplica una carga vertical a través de una zapata en la superficie, puede ser estimada de modo relativamente fácil por la teoría convencional de Terzaghi (1943), la cual asume las siguientes condiciones:

1. El suelo es homogéneo, isotrópico, rígido, plástico y continuo.
2. La relación entre la profundidad de cimentación ( $D_f$ ) y el ancho de la cimentación ( $B$ ) es pequeña.
3. Durante el proceso de carga se produce en la cimentación una Falla General por Corte.

4. El ángulo  $\theta$  en la cuña es el ángulo de fricción del suelo ( $\phi$ ). Luego, Vesic (1943) demostró que dicho ángulo es  $\theta = 45 + \phi/2$ .
5. La resistencia al corte del suelo ubicado por encima del nivel de fondo de cimentación no es considerada. Posteriormente, Meyerhof (1951) consideró la resistencia de esta zona.
6. El suelo por encima del nivel de fondo de cimentación puede ser reemplazado por el esfuerzo ( $\gamma D_f$ ).

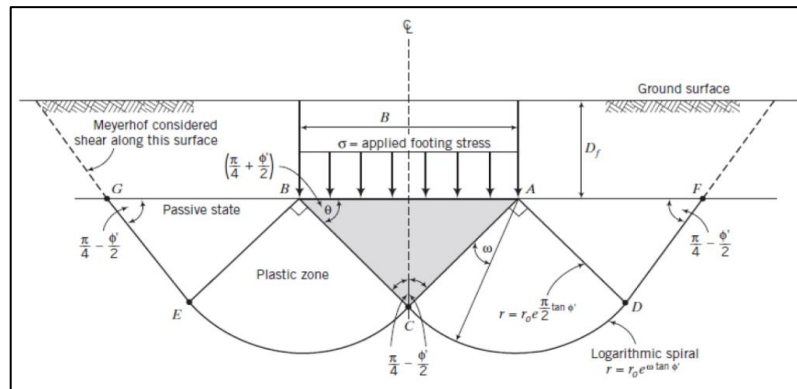


Figura 7. Esquema de la superficie asumida por Terzaghi.

En base a las consideraciones anteriores, Terzaghi (1943) propuso la siguiente expresión para el cálculo de la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales:

$$q_u = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

Donde:

- $c$  : Cohesión del suelo de fundación
- $D_f$  : Profundidad de desplante de la cimentación
- $\gamma_1$  : Peso específico del suelo encima del nivel de cimentación



$\gamma_2$  : Peso específico del suelo debajo del nivel de cimentación

B : Ancho de la cimentación

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

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas, la ecuación anterior se modifica a:

$$q_u = 1.3cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.4\gamma_2 B N_\gamma$$

Los factores de capacidad de carga para la ecuación de Terzaghi tienen sus propias expresiones. Esta metodología fue revisada por Meyerhof (1963), quién propuso una ecuación general para el cálculo de la capacidad de carga última, cuya expresión es la siguiente:

$$q_{ult} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + (D_f \gamma_1) N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

C : Cohesión del suelo de fundación

$D_f$  : Profundidad de desplante de la cimentación

$\gamma_1$  : Peso específico del suelo encima del nivel de cimentación

$\gamma_2$  : Peso específico del suelo debajo del nivel de cimentación

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 por inclinación de la carga

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

El cálculo de los coeficientes que forman parte de la ecuación señalada se muestra en la Tabla 3, finalmente la capacidad admisible de carga del suelo de cimentación será determinada según:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{F.S.}$$

Donde:

F.S. : Factor de seguridad igual a 3.0

Tabla 3. Ecuaciones y Coeficientes.

FACTORES	ECUACIÓN	REFERENCIA
Capacidad de carga	$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$	Reissner (1924)
	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	Prandtl (1921)
	$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$	Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973)
Forma	$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \left( \frac{N_q}{N_c} \right) F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	Beer (1970), Hansen (1970))
Profundidad	<p><b>Condición (a):</b> <math>D_f/B \leq 1</math></p> <p>Para <math>\phi = 0</math> :</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} F_{qd} = 1 F_{\gamma d} = 1.0$ <p>Para <math>\phi &gt; 0</math> :</p> $F_{\gamma d} = 1.0 F_{cd} = F_{qd} - \left( \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi} \right)$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{seno } \phi)^2 \frac{D_f}{B}$	Meyerhof (1963)

	<p><b>Condición (b):</b> <math>D_f/B &gt; 1</math></p> <p>Para <math>\phi = 0</math> :</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right) F_{qd} = 1 F_{\gamma d} = 1.0$ <p>Para <math>\phi &gt; 0</math> :</p> $F_{\gamma d} = 1.0 F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{seno} \phi)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right)$	
Inclinación	$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2 F_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$ <p>Donde:</p> <p><math>\beta</math> = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.</p>	Beer (1970), Hansen (1970)

Fuente: Documentación AASHTO, 2012.

Finalmente, tanto el Manual de Puentes del 2018 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones como el Manual de Diseño de Puentes AASHTO LRF 2012 de la American Association o State Highway and Transportation Officials de los Estados Unidos, determinan que la capacidad de carga nominal de un estrato de suelo (en ksf) se tomará de la siguiente forma:

$$q_n = c N_{cm} + Y D_f N_{qm} C_{wq} + 0.5 B N_{\gamma m} C_{w\gamma}$$

Ec 2.8.1.3.1.2a-1 Manual de Puentes MTC

En el cual:

$N_{cm} = N_c s_c i_c$  Ec 2.8.1.3.1.2a-2 Manual de Puentes MTC

$N_{qm} = N_q s_q d_q i_q$  Ec 2.8.1.3.1.2a-3 Manual de Puentes MTC

$N_{Ym} = N_{Ys} + i_Y$

Ec 2.8.1.3.1.2a-4 Manual de Puentes MTC

Para  $\phi_f = 0$

$$i_c = 1 - (nH/cBLN_c)$$

2.8.1.3.1.2a-5 (10.6.3.1.2a-5 AASHTO)

Para  $\phi_f > 0$ :

$$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_q - 1)]$$

2.8.1.3.1.2a-6 (10.6.3.1.2a-6 AASHTO)

En el cual:

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{(V + cBL \cot \phi_f)} \right]^n$$

2.8.1.3.1.2a-7 (10.6.3.1.2a-7 AASHTO)

$$i_y = \left[ 1 - \frac{H}{V + cBL \cot \phi_f} \right]^{(n+1)}$$

2.8.1.3.1.2a-8 (10.6.3.1.2a-8 AASHTO)

$$n = [(2 + L/B) / (1 + L/B)] \cos^2 \theta + [(2 + B/L) / (1 + B/L)] \sin^2 \theta$$

2.8.1.3.1.2a-9 (10.6.3.1.2a-9 AASHTO)

Donde:

B = ancho de la zapata (ft).

L = longitud de la zapata (ft).

H = carga horizontal sin factorar (kips).

V = carga vertical sin factorar (kips).

$\theta$  = dirección proyectada de la carga en el plano de la zapata, medida del lado de la longitud L (grados).

Figura 8. Ecuación de Cálculo de carga y diseño de zapatas. Fuente: Documentación AASHTO, 2012.

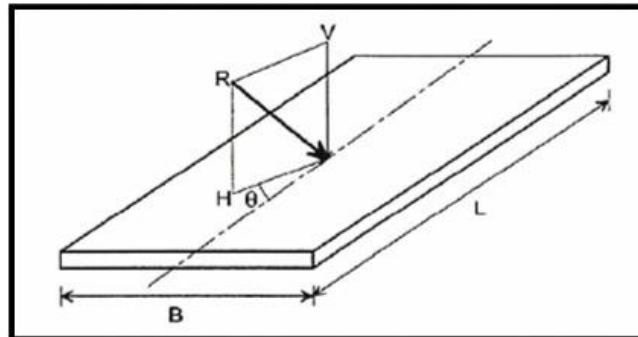


Figura 9. Comparación para la determinación del Angulo  $\theta$ . Fuente: Documentación AASHTO, 2012.

Tabla 4. Factores de capacidad de carga  $N_c$  (prandtl, 1921)  $N_q$  (Reissner, 1924), y  $N_y$  (vesic, 1975).

$\theta$	$N_c$	$N_q$	$N_y$	$\theta$	$N_c$	$N_q$	$N_y$
0	5.14	1.0	0.0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9



3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.9	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	26.0
9	7.9	2.3	1.0	32	35.5	23.2	30.0
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3.0	1.7	35	46.1	33.3	48.0
13	9.8	3.3	2.0	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11.0	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78.0
16	11.6	4.3	3.1	39	67.9	56.0	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99.0	166.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

Fuente: Documentación AASHTO, 2012.

Tabla 5. Coeficientes  $C_{wq}$  y  $C_{wy}$  Para varias profundidades de nivel freático.

Dw	$C_{wq}$	$C_{wy}$
0	0.1	0.5
Df	1.0	0.5
>1.5B+ Df	1.0	1.0

Fuente: Documentación AASHTO, 2012.



Tabla 6. Factores de Corrección de forma Sc, Sy y Sq.

Factor	Ángulo de fricción	Termino de cohesión (Sc)	Termino de peso unitario (Sy)	Término de Sobrecarga (Sq)
Factores de Forma Sc,Sy,Sq	$\theta f = 0$	$1 + \left(\frac{B}{5l}\right)$	1.0	1.0
	$\theta f > 0$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{Nq}{Nc}\right)$	$1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L} \tan \Phi_f\right)$

Fuente: Documentación AASHTO, 2012.

Tabla 7. Factor de Corrección de Profundidad dq.

Ángulos de Fricción, $\Phi_f$ (grados)	$D_f/B$	$D_q$
32	1	1.20
	2	1.30
	4	1.35
	8	1.40
37	1	1.20
	2	1.25
	4	1.30
	8	1.35
42	1	1.15
	2	1.20
	4	1.25
	8	1.30

Fuente: Documentación AASHTO, 2012.

La capacidad de carga factorizada  $Q_r$  en el Estado Límite de Resistencia se deberá tomar como:

$$Q_r = \phi_b Q_n$$

Donde:

$\varphi_b$  : factor de resistencia especificado en la Tabla 2.8.1.1.12.6-1

$q_n$  : capacidad de carga nominal (ksf)

Tabla 8. Factores de Resistencia Geotécnica de Cimentación Superficial en Estado Limite de Resistencia.

Método/Suelo/Condición			Factor de Resistencia
Capacidad de Carga	$\varphi_b$	Método Teórico (Mundfakh et al., 2021), en arcilla.	0.50
		Método Teórico (Mundfakh et al., 2021), en arena, usando CPT.	0.50
		Método Teórico (Mundfakh et al., 2001), en arena, usando SPT.	0.45
		Métodos Semi empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos.	0.45
		Zapata en Roca.	0.45
		Prueba de placa.	0.55
Deslizamiento	$\varphi_t$	Concreto prefabricado colocado sobre arena.	0.90
		Concreto llenado en sitio sobre arena.	0.80
		Concreto prefabricado o llenado en sitio sobre arcilla.	0.85
		Suelo sobre Suelo.	0.90
	$\varphi_{cp}$	Componente de la presión pasiva de la tierra de resistencia al deslizamiento.	0.50

Fuente: Documentación AASHTO, 2012.

## CAPÍTULO IV


### CARACTERÍSTICAS DEL AREA DE ESTUDIO

#### 4.1 GENERALIDADES

##### 4.1.1 UBICACIÓN

El proyecto de investigación se encuentra ubicado en el altiplano a una altura de 3975 m sobre el nivel del mar, a orillas del lago Titicaca, con coordenadas Norte: 8214431.7 y Este: 385871.1 de la zona 19 S. Considerándose en la actualidad como capital del distrito la localidad de Laraqueri, que es sede de la Municipalidad Distrital de Pichacani - Laraqueri La mencionada localidad se encuentra sobre la carretera asfaltada de Puno a Moquegua a 37 km de la ciudad de Puno; su territorio presenta una configuración topográfica con presencia de llanuras de extensión regular, así como quebradas y cerros pronunciados. Los límites son:

Tabla 9. Límites de la zona de Investigación.

	Norte: Distrito de Puno y Chucuito.	
Oeste: Distrito de San Antonio de Esquilache.		Este: Distrito de Acora y Platería.
	Sur: Anexo de Huacullani y Anexo de Conduriri	

Fuente: Elaboración Propia

##### 4.1.2 ACCESO

La distancia entre el distrito de Puno y distrito de Platería es de 37 km. El tiempo estimado de la ruta de viaje entre los dos puntos es de aproximadamente 50 min.

Tabla 10. Ruta y distancias a la zona del Proyecto.

Nº	TRAMO	DISTANCIA (Km)	TIEMPO (Min.)	TIPO DE VIA	VIA PRINCIPAL
1	PUNO – LARAQUERI	37	50	Asfaltado	PUNO – MOQUEGUA

Fuente: Elaboración Propia.



Figura 10. Mapa de Accesibilidad. Fuente: INGEOPLESKA C y C E. I. R. L.



Figura 11. Mapa de ubicación del proyecto. Fuente: INGEOPLESKA C y C E. I. R. L.



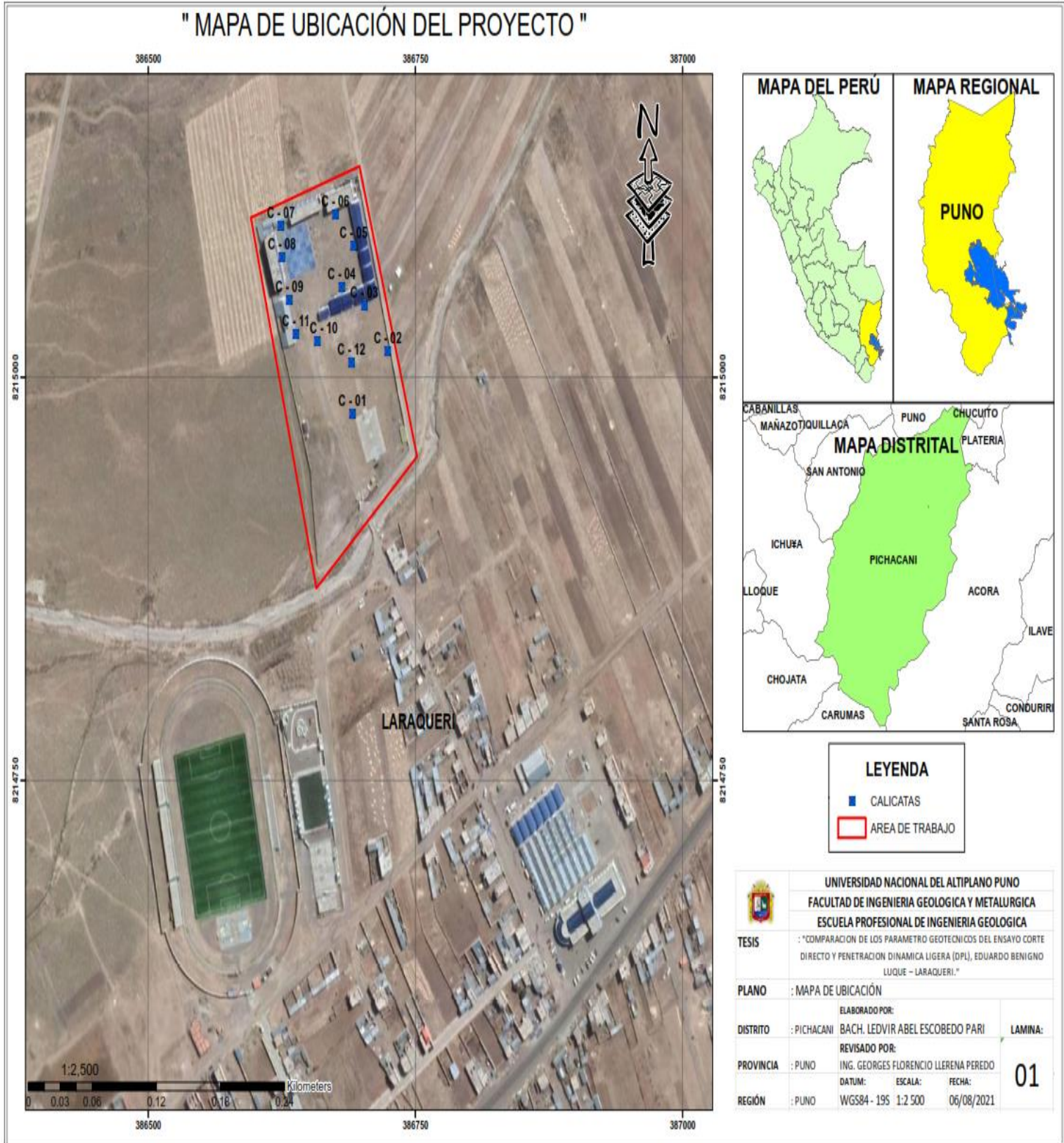


Figura 12. Mapa de ubicación del proyecto. Fuente: Elaboración Propia.

### 4.1.3 CLIMA Y VEGETACION

En Laraqueri, los veranos son cortos, frescos y nublados; los inviernos son cortos, muy frío y mayormente despejados y está seco durante todo el año. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de  $-3\text{ }^{\circ}\text{C}$  a  $17\text{ }^{\circ}\text{C}$  y rara vez baja a menos de  $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$  o sube a más de  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

El clima de esta zona está marcado por el predominio del frío y heladas, en los meses de mayo, junio y julio; también está presente las lluvias, en los meses de octubre a noviembre, teniendo su mayor apogeo los meses de enero y febrero.

Las mañanas, en la primavera son calurosas y con ausencia del viento, empero los cambios climáticos por el calentamiento global hacen que las características que configuran a las estaciones, varíen alterando el desarrollo de la agricultura causando perjuicios como sequías o inundaciones; este clima puede ser catalogado como un clima heterogéneo. También su clima es beneficioso para elaborar el charqui, y el chuño.

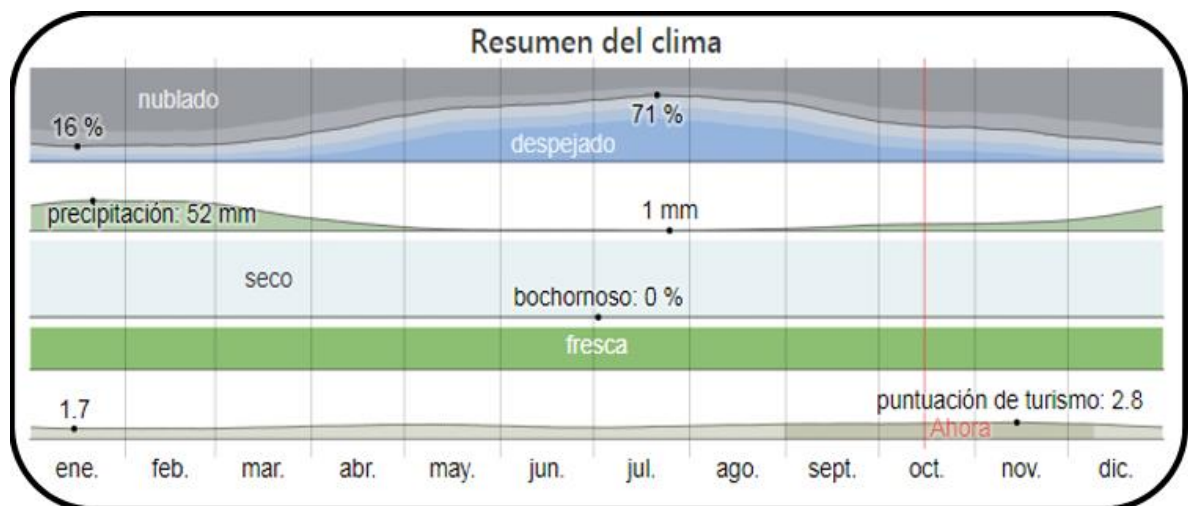


Figura 13. Resumen del clima en la zona del proyecto. Fuente: Weather Spark.



#### 4.1.4 ASPECTOS GEOLOGICOS DEL AREA DEL PROYECTO

##### 4.1.4.1 GEOMORFOLOGIA

Los diferentes aspectos geomorfológicos de las geoformas que se presenta en el ámbito de estudio, corresponden a una expresión tectónica de procesos endógenos y exógenos que actuaron como modelamiento dentro del ámbito de estudio, que dieron origen a una geografía accidentada. A partir de estos procesos se produce un intenso modelamiento geográfico, dando lugar a planicies altamente erosionadas por las diferentes unidades geomorfológicas como modelamiento final de la meseta del altiplano

- a. Agentes Tectónicos: La tectónica dado en el ámbito de estudio, está asociado a fallamientos y movimientos Epiro genéticos, estos se han desarrollado antes de la efusión volcánica y la última glaciación, los cuales han modelado las superficies que actualmente se visualiza, por lo que las estructuras dadas por el tectonismo son controladas por los procesos morfo dinámicos.
- b. Agentes Volcánicos: La morfología del ámbito de estudio está determinada por una efusión volcánica del Paleógeno – Neógeno y Neógeno - cuaternario, con dos grupos bien determinados, los cuales han formado planicies lávicas, antes de la última glaciación, su geomorfología actual no ha sufrido mucho cambio por una calma volcánica, ya que el ámbito de estudio no presenta actividad tectónica resiente. También constituido por geoformas originadas por la tectónica, mediante escurrimientos de material lítico, por derrames fisúrales volcánicos presentes en el área, formándose así sistemas montañosos, cubriendo gran parte del área de estudio los cuales se pueden distinguir en las siguientes unidades:
  - Colinas Altas: esta unidad se encuentra principalmente en las zonas más circundantes de ámbito de estudio, por el lento desgaste de las rocas volcánicas



de naturaleza andesíticas principalmente por el modelado abrupto como se ve en la Figura N°10.

- Colinas bajas: esta unidad se forma en las partes más bajas con laderas suaves que gradualmente pasan a ser geoformas de aplanamiento.

c. Unidades Geomorfológicas: Las unidades geomorfológicas son depósitos sedimentarios, estos se forman por acción de los procesos geomorfológicos y climáticos destacando también los medios de transporte y la meteorización, estos originan una serie de depósitos cuyas características están relacionadas con las condiciones de formación, conociendo estos factores geomorfológicos y climáticos es posible describir la geometría, propiedades físicas y otros aspectos geológicos.

Dentro de las unidades geomorfológicas del ámbito de estudio, se ha podido identificar tres sistemas los cuales son el antrópico, fluvial y volcánico; los mismos que contienen 9 unidades geomorfológicas las cuales se presentan en el cuadro siguiente:

#### **4.1.4.2 LITOESTRATIGRAFIA**

En el área del proyecto afloran rocas cuyas edades van desde las edades del Terciario inferior hasta el Cuaternario.

##### **MIOCENO**

##### **Grupo Tacaza (PN-tc)**

Palacios et. al, (1993), menciona que en la parte NO del cuadrángulo de Pichacane los constituyentes del Grupo Tacaza son mayormente aglomerados de clastos de andesita afanítica y vesicular de 0.8 m. de tobas lapillíticas gruesas. Cerca del centro poblado de Jesús María los aglomerados contienen bloques de 20 a 30 cm. de diámetro de una andesita traquítica con plagioclasa porfirítica morada en una matriz de tobas cristalizada,





estas pasan de una andesita porfirítica morada con plagioclasa y hornablenda pseudomórfica, son comunes minerales de cobre diseminado a través de toda la secuencia, los sedimentos observados son areniscas, limolitas, conglomerados y calizas no fosilíferas. Al respecto de afloramientos sedimentarios, Palacios et. al, (1993) describe que en la región N del cuadrángulo de Pichacane son 50 m. de sedimentos, superpuestos por 140 m. de lavas vesiculares y afaníticas con bandas de flujo alteradas color verde pálido a gris pálido con manchas de malaquita cuarzo translucido o ágata. Estas lavas también están a su vez superpuestas por 30 m. de areniscas tobáceas, conglomerádicas y luego 50 m. andesita gris con plagioclasa porfirítica.

Debido a la complejidad de flujos lávicos ocurridos dentro de esta unidad ocurridos entre el Oligoceno y Mioceno, aquí se engloban diferentes facies con diferente tipo de litología que pertenecen a esta unidad. Volcanosedimentario arena volcánica brechas, lavas afaníticas, flujo de bloques y ceniza (PNta/vsed), andesitas basálticas, andesitas afaníticas intercaladas con brechas (PN-ta/and-bas), andesitas afaníticas con abundante piroxenos (PN-ta/aaf+pxn), andesitas afaníticas con máficos alterados (PNta/aaf+m), andesitas afaníticas con abundante hornblenda (PN-ta/aaf+hb), andesitas afaníticas (PNta/aaf), Brechas monomíticas (PN-ta/bxm), andesitas vesicular (PN-ta/av), andesitas porfiríticas algo vesicular, fenos de plagioclasas y hornblendas (PN-ta/apv), andesitas porfiríticas horbléndica (PNta/aph), andesitas porfiríticas con abundante plagioclasa (PN-ta/ap+plg), andesitas porfiríticas con abundante biotita (PN-ta/ap+bt), andesitas porfiríticas y brechas (PN-ta/ap-bx), Tacaza indiviso (PNTa/in), andesitas porfiríticas (PN-ta/ap), brechas volcánicas y líticos volcánicos sub angulosos y sub redondeados, en matriz areno tobácea verde y facies de lavas porfiríticas (PN-ta/a-bx), andesitas, andesitas basálticas, andesitas afaníticas, brechas polimíticas, textura vesicular (PN-ta), tobas blanquecinas (Nm-ta/tb), lavas de andesita porfirítica oscuras con



fenos de hornblenda (Nm-ta/bxp), lavas andesíticas brechas porfiríticas gris pardas (NQ-Lla/bx+ap) y basaltos gris oscuros muy erosionados en capas poco definidas (NQ-Lla/ap).

#### Grupo Maure (Nm-ma/sed)

Palacios et. al, (1993), sube a la categoría de grupo a esta unidad, dado a que puede ser dividida en sub unidades; cabe decir que aquí se incluye descripciones hechas antes de que fuera elevada a grupo (Formación Maure). Al igual que las anteriores unidades estratigráficas descritas ésta tiene sus afloramientos que se extienden grandemente en el sector sur y suroeste de la región, entre los cuadrángulos Pichacane, Huaytire, Ilave, Puno, Ichuña, Lagunillas y Callalli. La composición litológica según Palacios et. al, (1993) consiste en volcánicos interestratificados (ignimbritas, tobas aéreas, lavas, andesíticas basálticas y escasamente bloques de tobas) y sedimentos lacustres en el cual predominan tobas retrabajadas, limolitas, fangolitas, calizas con algunas areniscas, conglomerados y lutitas negras. A parte de las lutitas negras los sedimentos y piroclásticos tienen colores típicamente pálidos, aunque una coloración verde intensa debido al alto contenido de clorita es una característica distintiva de algunos de los tipos litológicos predominantes de esta unidad. Esta clasificación fue mapeada por el INGEMMET considerando la variabilidad de minerales secundarios en forma local. Cerca del Cerro Pucara en el Cuadrángulo de Lagunillas, se observa una capa de arcilla (caolinita) gris verde pálido. En el área del cuadrángulo de Pichacane los afloramientos volcánicos comprenden andesitas y basaltos Palacios et. al, (1993) también de la misma coloración. Las andesitas consisten de fenocristales de plagioclasa euhedral a subhedral, con marcado zoneamiento composicional de minerales principales. Guillen, (2010) reporta los siguientes lugares en donde aflora esta unidad cerros de Lapalaca, Vizcamocco, Callarane y Chamchapillone. Ya en el Cuadrángulo de Puno se tienen macizos rocosos en los cerros de Viluyo,

Talarsani, Sucuria, Quinsachata y en el Cuadrángulo de Pichacane en los cerros de Tancatancane, Ajarane y Antasallane.

### DEPOSITOS CUATERNARIOS (Q)

Son depósitos como los coluviales y aluviales, estos depósitos están compuestos de materiales transportados producto de la erosión de los materiales intemperizadas en las partes altas de las colinas, dichos depósitos se describen seguidamente:

#### Depósitos Coluviales (Qh-co)

Se encuentra sobre yaciendo a los depósitos aluviales de terraza, en forma de una secuencia de arenas limosas de baja plasticidad y arcillas arenosas ligeramente plásticas.

#### Depósitos Aluviales (Qh – al)

Es la acción fluvial del cauce de los ríos, su espesor de deposición del material transportado puede ser variable en lo que aporta la cuenca y esto depende del tipo de drenaje y la capacidad de transporte de los granos del material erosionado.

Tabla 11. Unidades Litológicas presentes en la zona del proyecto.

ERA	SISTEMA	SOMBOLO	LITOLOGIA	UNIDAD ESTRATIGRAFICA	DESCRIPCION
CENOZOICO	CUATERNARIO	Qh-al		DEPOSITOS FLUVIALES Y ALUVIALES	Bloques con matriz areno limosa con arcilla.
		MQ-um/ba		GRUPO BARROSO	Lavas andesíticas basálticas.
		Mn-ma/sed		GRUPO MAURE	Limo arcillitas, areniscas conglomeradas, calizas lacustrinas de color marrón.

		PN-si		GRUPO SILLAPACA	Tobas, Brechas volcánicas, lavas, tobas riolíticos riolíticas.
		PN-ta		GRUPO TACAZA	Andesitas, traquiandesitas basálticas, brechas.
	PALEOGENO	P-Pu		GRUPO PUNO	Conglomerado y areniscas de grano grueso, limolitas.
	CRETACIO	Kis-ay		FM. AYABACAS	Calizas dolomías grises.

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.1.4.3 SISMICIDAD

El Perú por estar comprendido como una de las regiones de más alta actividad sísmica, forma parte del Cinturón Circumpacífico, que es una de las zonas sísmicas más activas del mundo.

De acuerdo al Mapa del Reglamento Nacional de Edificaciones, Normas de Diseño Sismo-resistente [1] y del mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú y basándose en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y recientes sismos, se concluye que el área de estudio se encuentra dentro de la Zona de alta Sismicidad (Zona 3) por lo que se deberá tener presente la posibilidad de que ocurran sismos de gran magnitud, con intensidades moderadas como de VII a IX en la Escala de Mercalli Modificada.

Según las características geológicas y de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, se tiene:

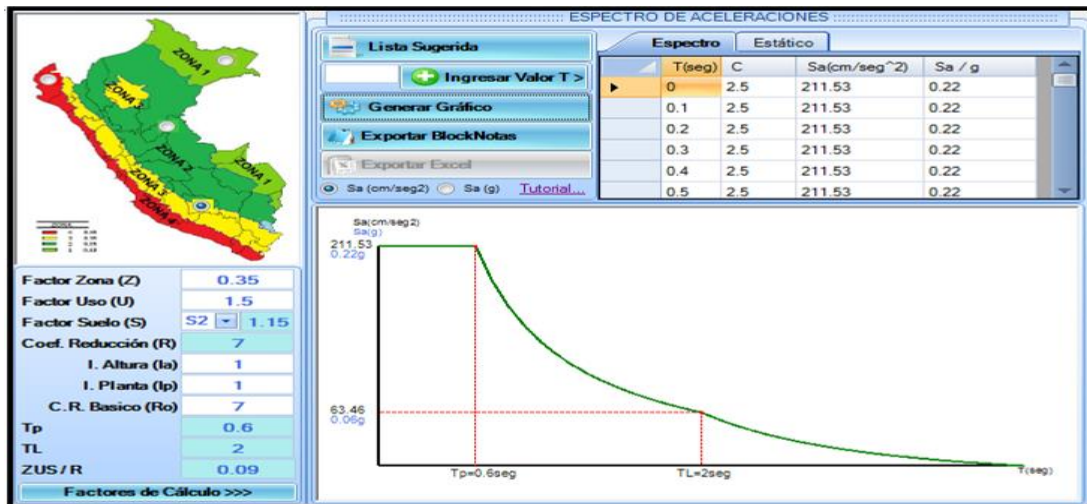


Figura 14. Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú. Fuente: IGP.

## CAPÍTULO V

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 5.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS PARÁMETROS DEL SUELO

Para lo cual se realizaron calicatas las cuales son excavaciones de formas diversas que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ que no requieren confinamiento. Las calicatas fueron realizadas según la NTP 339.162 (ASTM D 420).

La exploración directa de la zona de estudio consistió en la ejecución de 12 calicatas, de profundidad variable. Las calicatas fueron realizadas con retroexcavadora y personal calificado para la toma de muestras en toda el área de la zona de estudio.

Se presenta un resumen de las calicatas con su correspondiente profundidad de exploración. Como se puede observar en cada una de las calicatas se realizó un detallado registro y muestreo de los diferentes tipos de materiales existentes siguiendo la Norma ASTM D 2488-17 Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedures) para la descripción visual-manual del suelo. Se presentan los registros de calicatas en el Anexo.

Tabla 12. Calicatas, coordenadas y sus profundidades.

CALICATA No	PROFUNDIDAD (m)	NORTE	ESTE
C-01	2.50	8214977	386691
C-02	2.50	8215016	386724
C-03	2.60	8215044	386702
C-04	2.60	8215056	386681
C-05	2.60	8215081	386692
C-06	2.50	8215101	386675



C-07	2.80	8215094	386624
C-08	2.80	8215074	386625
C-09	2.00	8215048	386632
C-10	2.80	8215022	386658
C-11	2.60	8215027	386638
C-12	2.10	8215009	386690

Fuente: Elaboración Propia.

### 5.1.1 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se retiró muestras representativas de suelo en bolsas de plástico, se trasladaron las muestras según la norma NTP 339.151 (ASTM D 4220) practicas normalizadas para la preservación y transporte de muestras de suelo. La granulometría del suelo en su estado natural se mantuvo inalterada.

Las muestras enviadas al laboratorio fueron sometidas a diversos ensayos, estos se realizaron en dos laboratorios de mecánica de suelos. Los ensayos estándar de clasificación SUCS (incluye contenido de humedad, granulometría por tamizado y límites de consistencia) y Corte Directo.

#### 5.1.1.1 ENSAYOS ESTÁNDAR

Las características geotécnicas del suelo de fundación resultantes con las muestras representativas extraídas y se realizaron los siguientes ensayos:

Tabla 13. Ensayos de Laboratorio y Normativa.

Análisis granulométricos por tamizado	ASTM D - 422, MTC E 107
Límite Líquido	ASTM D - 4318, MTC E 110
Límite e Índice Plástico	ASTM D - 4318, MTC E 111
Contenido de humedad	ASTM D - 2216, MTC E 108
Clasificación SUCS	ASTM D - 2487



Clasificación AASTHO	ASTM D – 328
----------------------	--------------

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 14. Clasificación de Materiales de Calicatas.

NUMERO DE CALICATA	ESTR ATO	% QUE PASA				HUMEDAD NATURAL	LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE DE PLASTICIDAD	SUCS	AASTHO
		No DE MALLAS									
		4	10	40	200						
C - 01	E - 02	100	97.48	83.72	61.30	32.40	30.07	22.36	7.71	CL	A-4 (5)
	E - 03	51.26	40.80	19.82	10.04	12.29	0.00	0.00	0.00	GW - GM	A-1-a (0)
C - 02	E - 02	86.59	69.68	50.93	38.32	25.64	45.30	31.41	13.89	SM	A-7-5 (2)
	E - 03	44.39	37.20	19.59	9.84	11.33	30.00	17.39	12.61	GP- GC	A-2-6 (0)
C - 03	E - 02	100	98.70	92.64	79.56	35.24	58.65	28.74	29.91	CH	A-7-6 (20)
	E - 03	51.72	40.10	27.81	15.03	13.73	30.30	26.95	3.35	GM	A-7-5 (0)
C - 04	E - 02	100	97.98	91.16	79.45	34.91	51.72	30.77	20.95	MH	A-1-a (15)
	E - 03	61.10	51.80	36.30	23.95	14.52	32.80	15.69	17.11	GC	A-2-6 (1)
C - 05	E - 02	100	83.47	57.48	42.51	39.21	44.00	30.77	13.23	SM	A-7-5 (3)
	E - 03	43.14	35.5	21.64	13.00	14.38	35.42	30.12	5.30	GM	A-1-a (0)
C - 06	E - 02	100	99.68	97.00	90.28	33.98	52.29	32.19	20.10	MH	A-7-5 (14)
C - 07	E - 02	87.08	84.77	74.98	57.45	31.66	41.00	30.83	10.17	ML	A-7-5 (5)
	E - 03	49.38	38.20	28.48	18.87	16.12	42.30	27.38	14.92	GM	A-2-7 (0)





C - 08	E - 02	100	97.01	85.74	68.49	40.33	45.05	26.89	18.16	ML	A-7-6 (11)
	E - 03	58.42	45.60	19.28	6.04	13.76	0.00	0.00	0.00	SP- SM	A-1-a (0)
C - 09	E - 02	100	94.11	62.54	54.00	32.49	55.74	39.92	15.82	MH	A-7-5 (8)
C - 10	E - 02	100	94.97	76.94	68.60	34.93	47.26	22.22	25.04	CL	A-7-6 (14)
	E - 03	55.39	43.00	27.42	19.10	12.26	48.14	22.35	25.79	GC	A-2-7 (1)
C - 11	E - 02	85.78	69.10	50.53	38.72	23.36	43.11	31.86	11.25	SM	A-7-5 (1)
	E - 03	42.26	35.5	18.81	9.26	10.27	30.98	15.35	15.63	GP- GC	A-2-6 (0)
C - 12	E - 02	100	93.86	61.08	50.57	31.05	50.31	31.89	18.42	MH	A-1-a (15)

Fuente: Elaboración Propia.

### CALICATA No 1

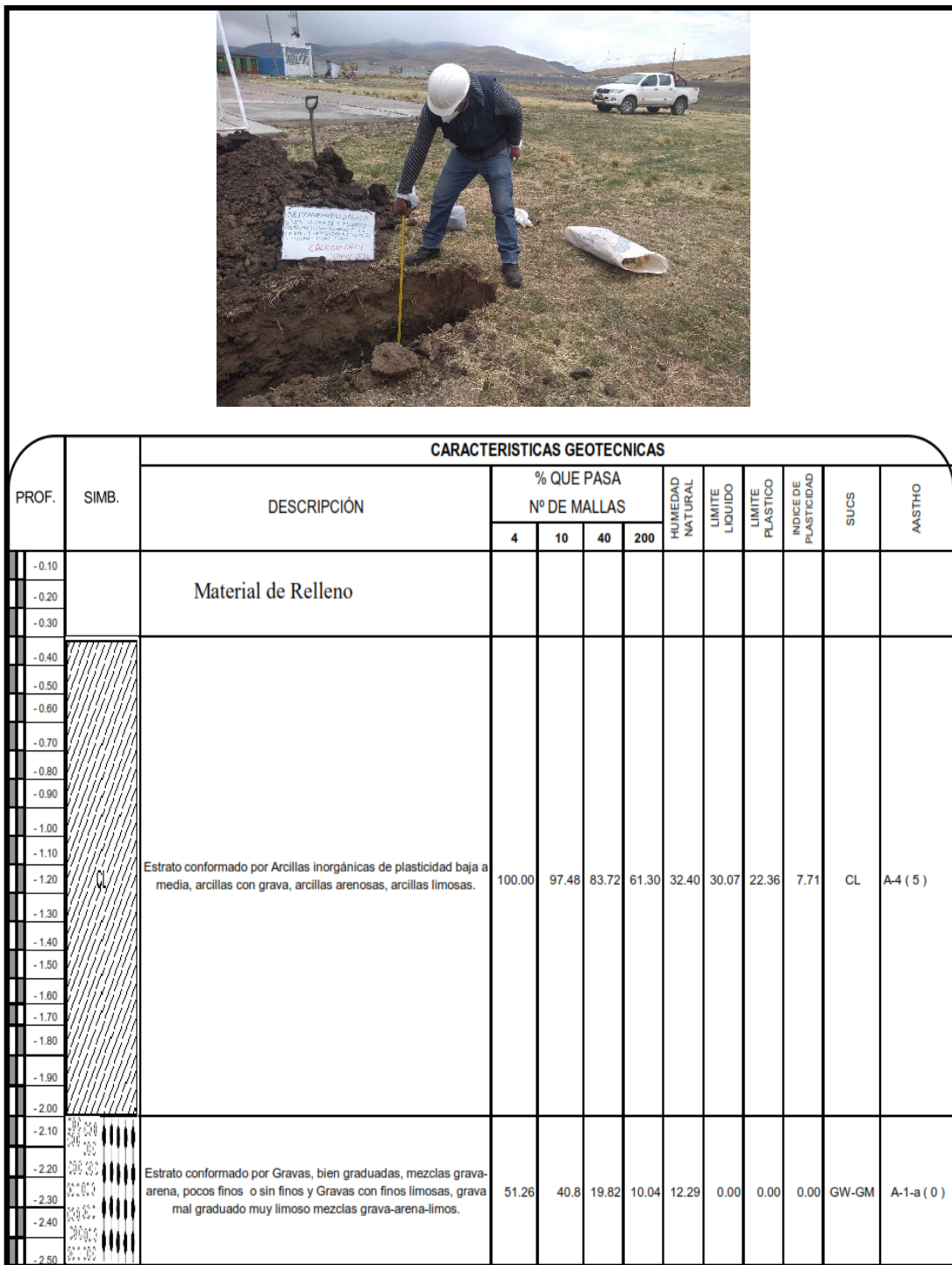


Figura 15. Descripción geotécnica de la calicata número 01 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.50 metros.

## CALICATA No 2

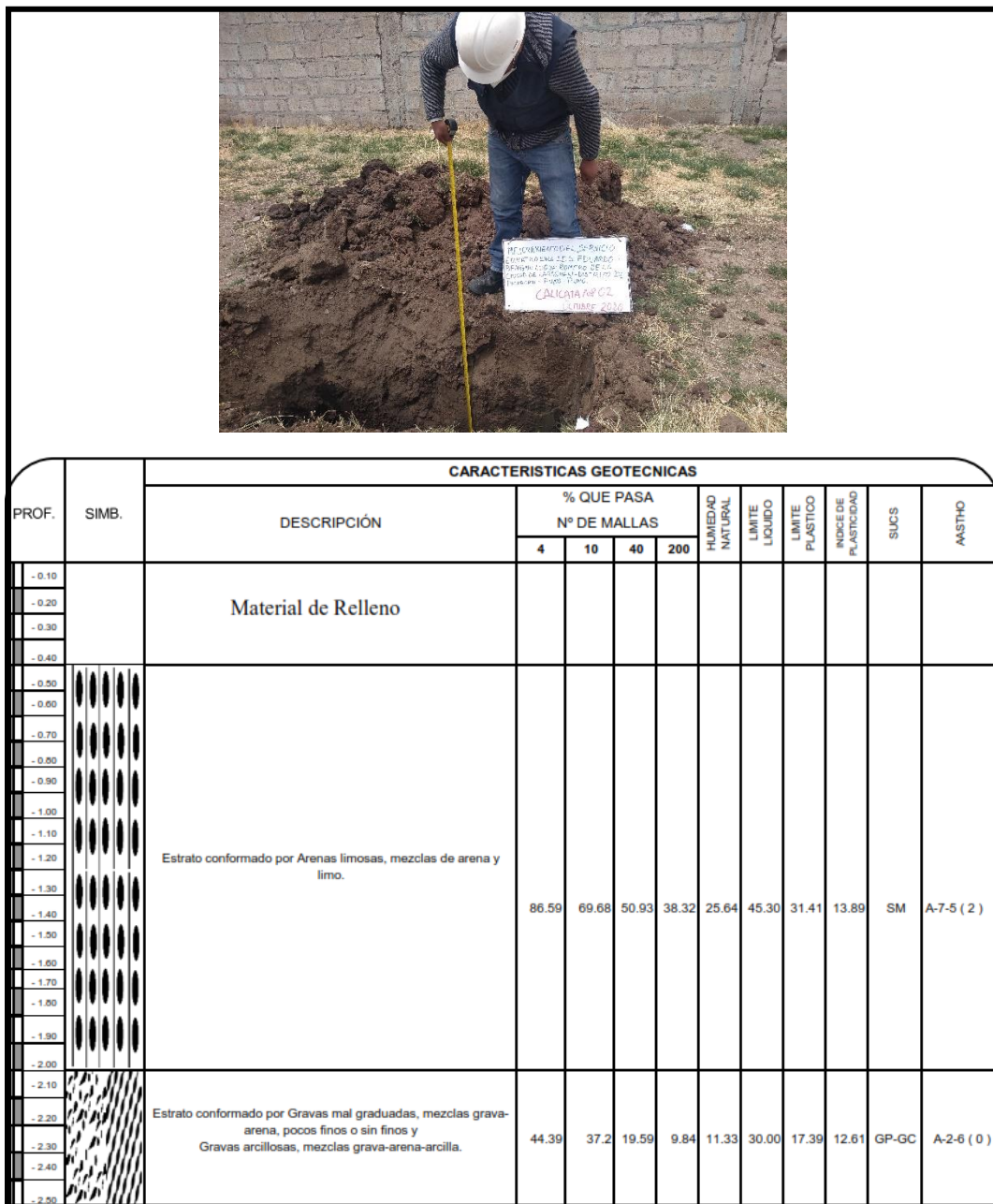


Figura 16. Descripción geotécnica de la calicata número 02 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.50 metros.

### CALICATA No 3

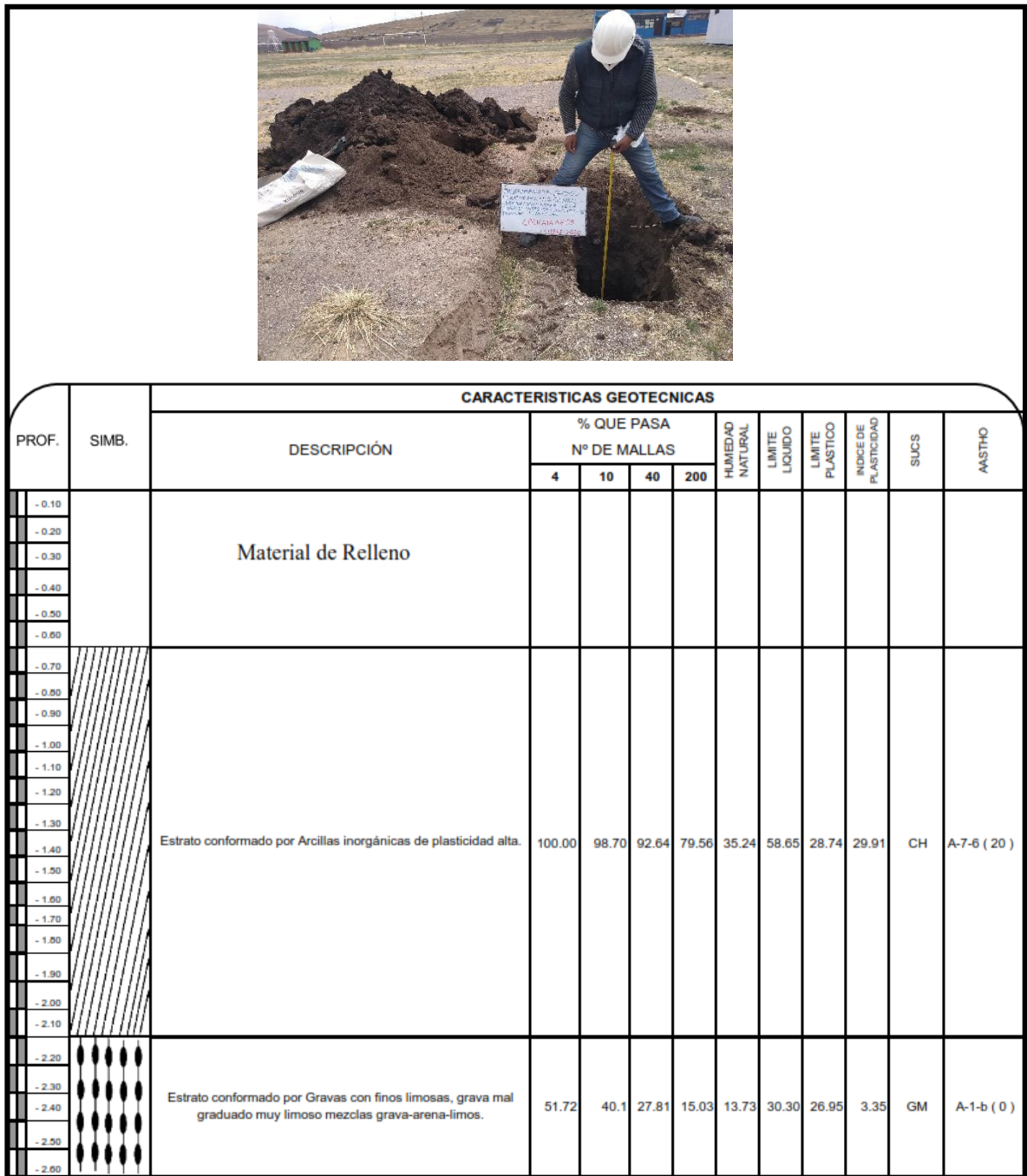


Figura 17. Descripción geotécnica de la calicata número 03 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.60 metros.

### CALICATA No 4

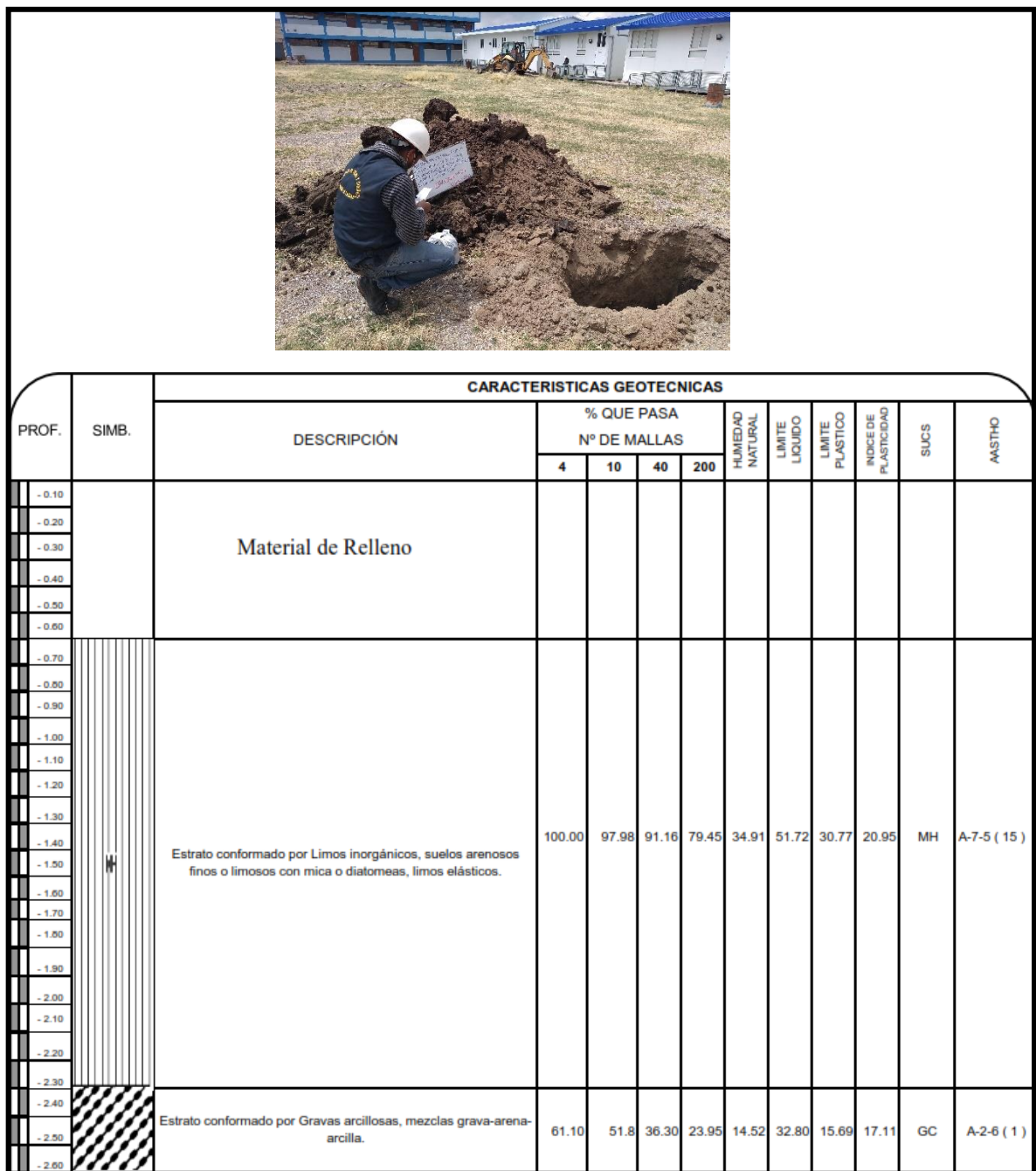


Figura 18. Descripción geotécnica de la calicata número 04 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.60 metros.



### CALICATA No 5

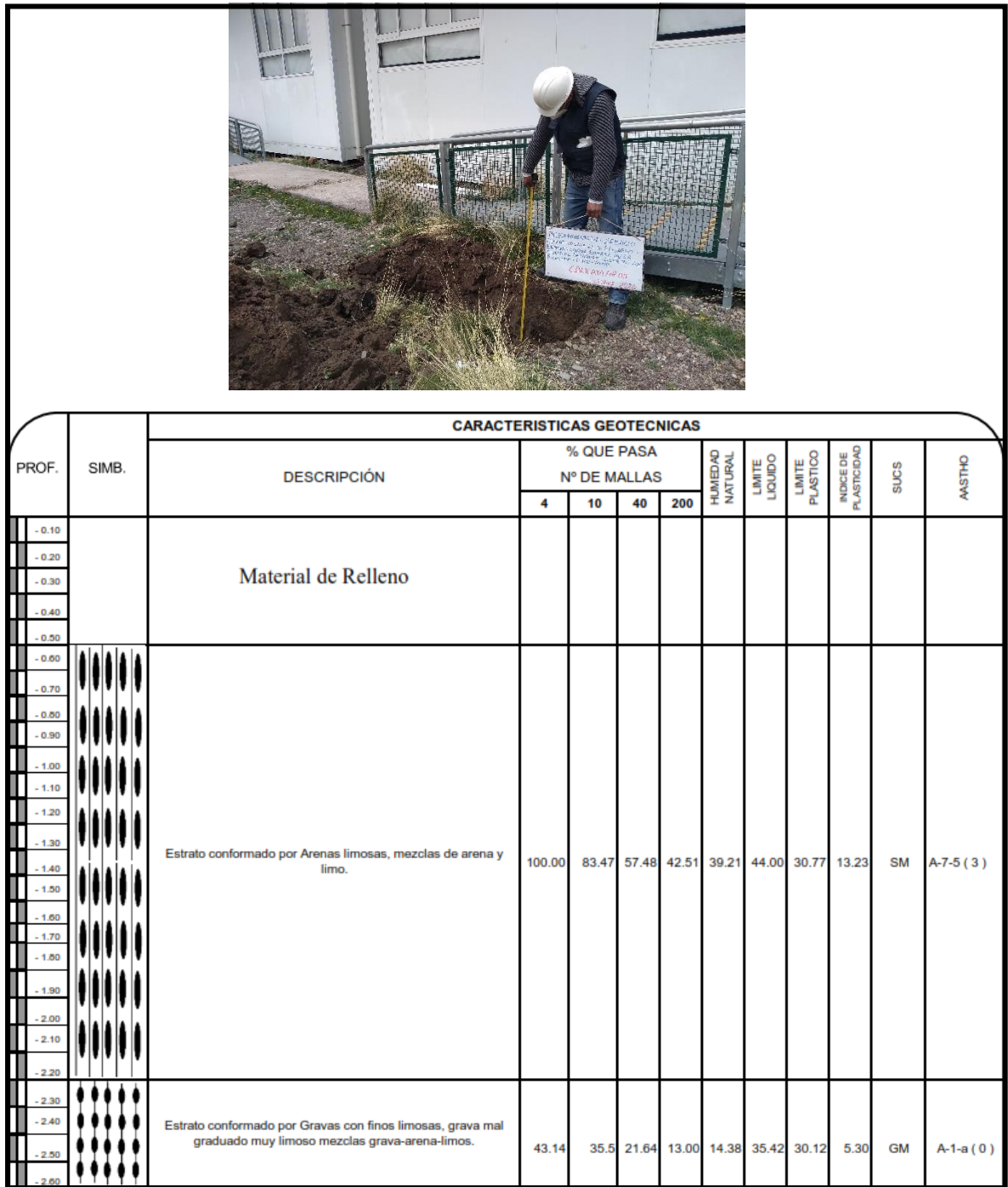


Figura 19. Descripción geotécnica de la calicata número 05 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.60 metros.

### CALICATA No 6

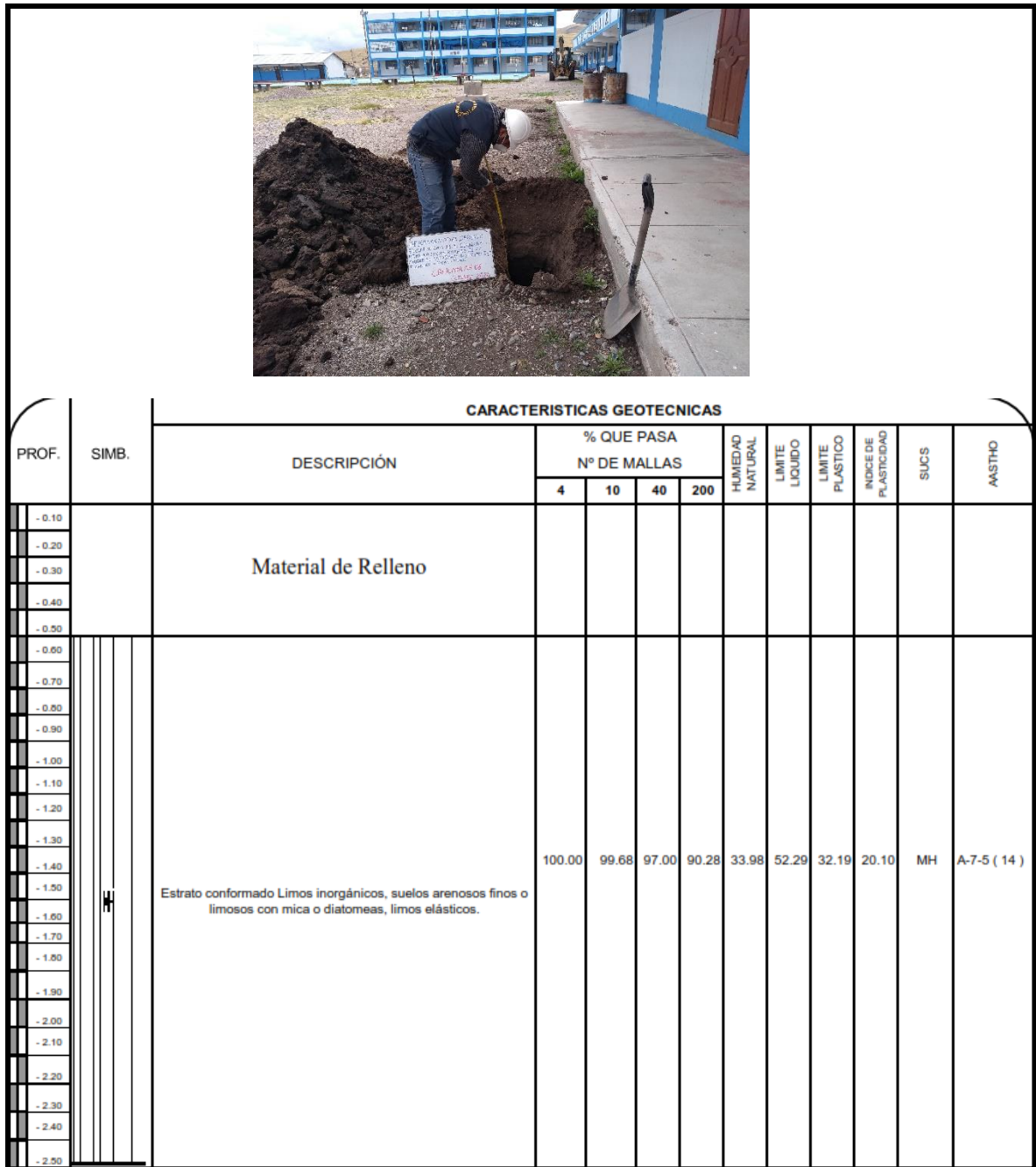


Figura 20. Descripción geotécnica de la calicata número 06 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.50 metros.





### CALICATA No 8

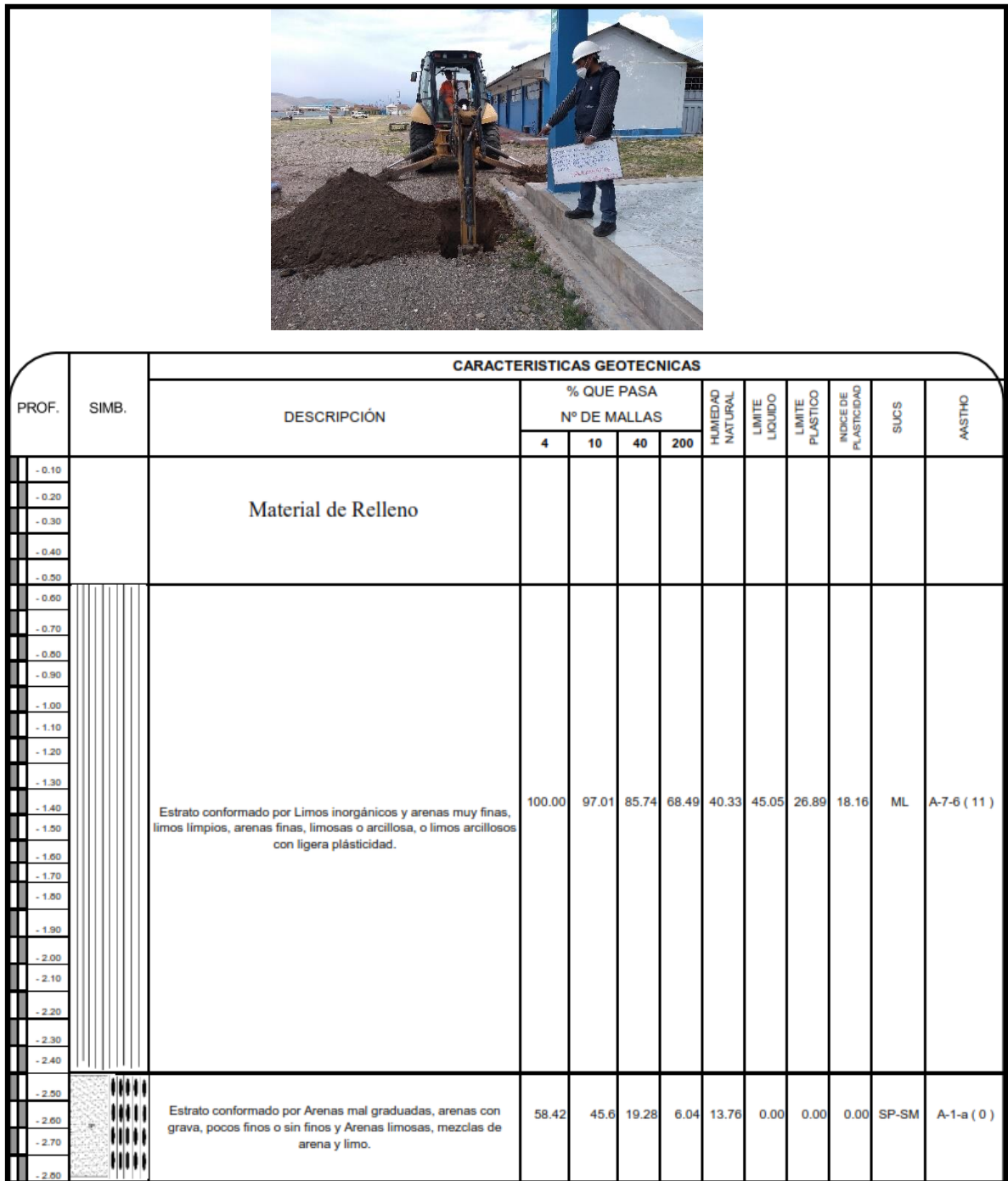


Figura 22. Descripción geotécnica de la calicata número 08 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.80 metros.

### CALICATA No 9

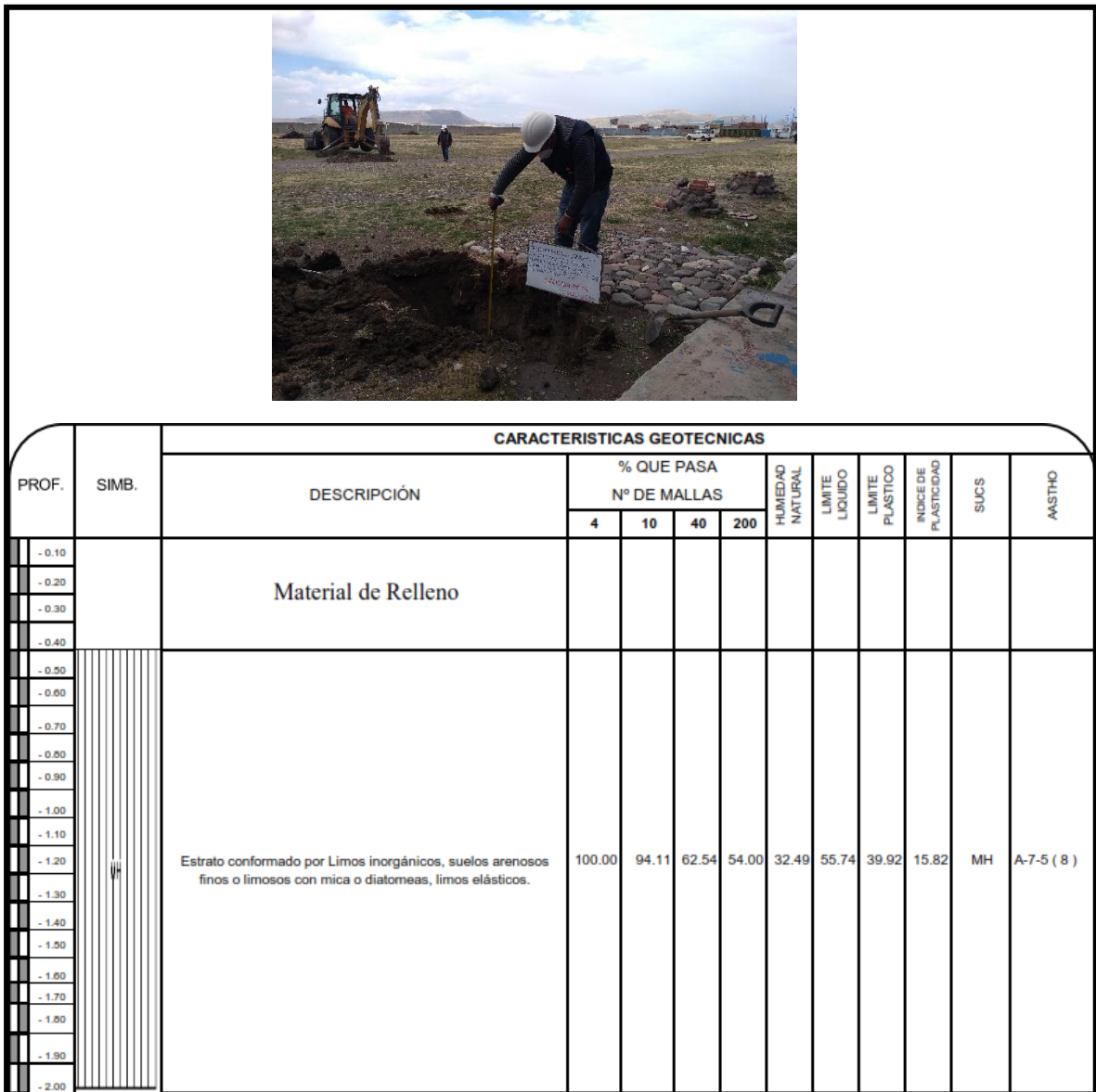


Figura 23. Descripción geotécnica de la calicata número 09 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.00 metros.

### CALICATA No 10

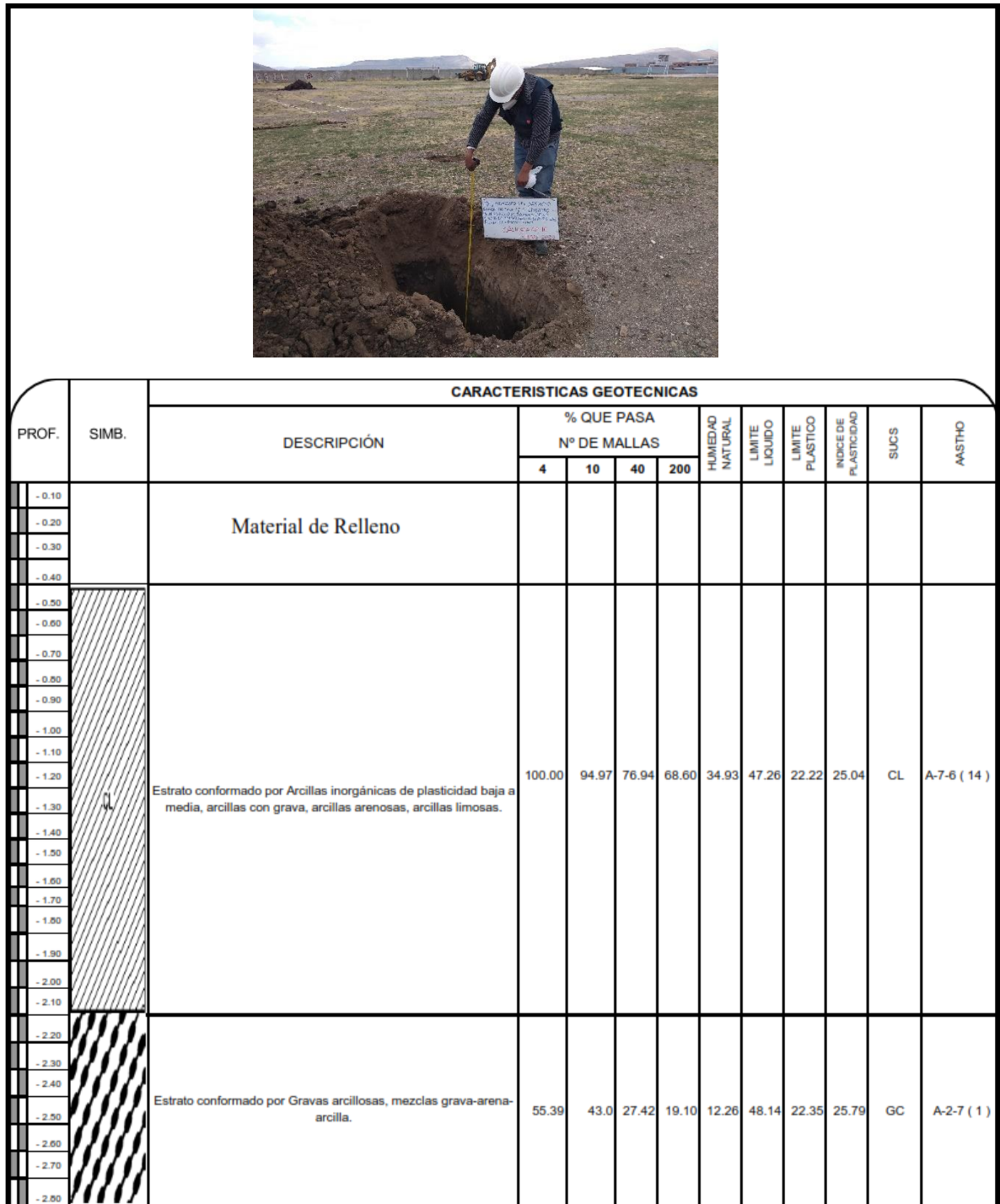


Figura 24. Descripción geotécnica de la calicata número 10 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.80 metros.

### CALICATA No 11

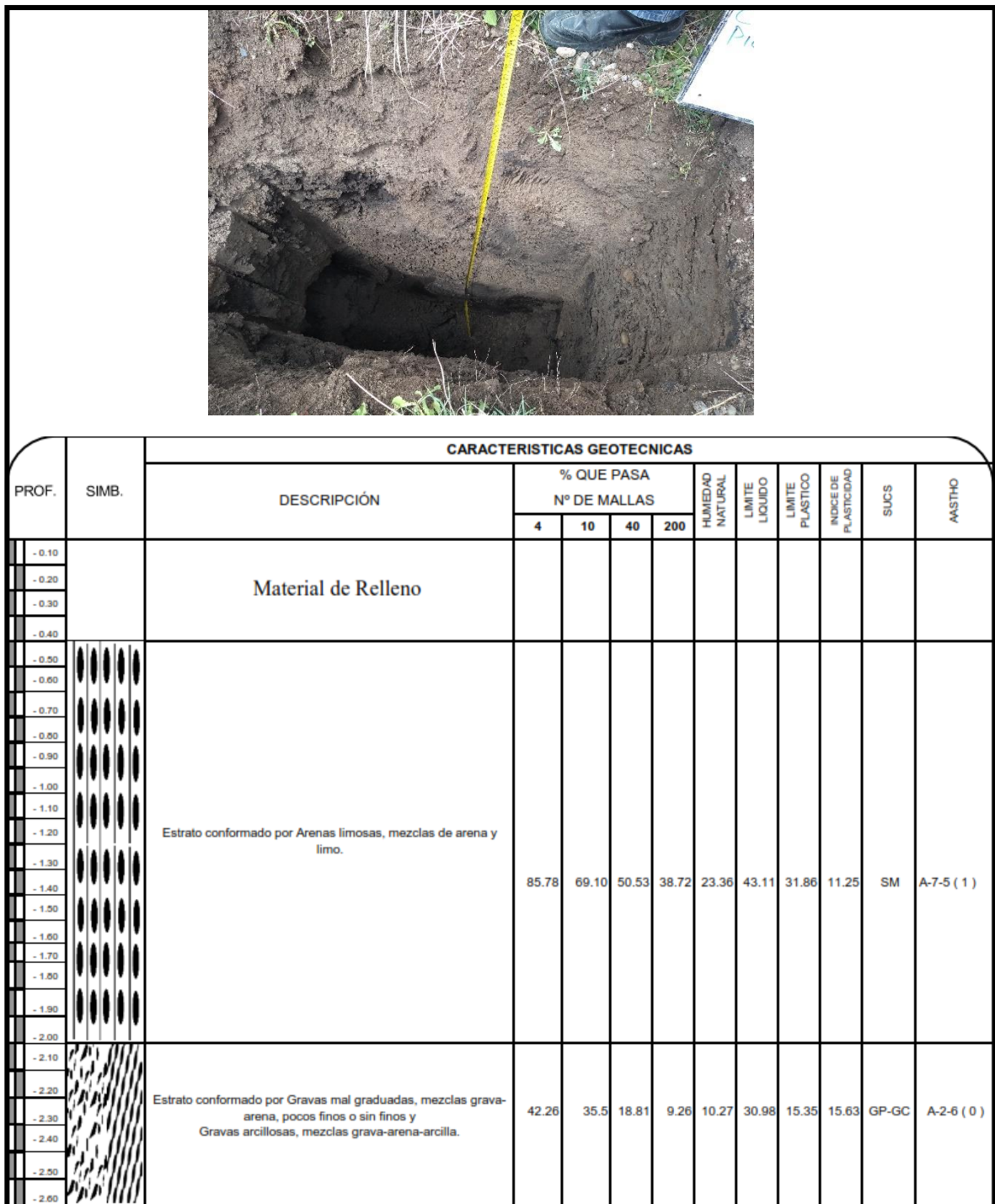


Figura 25. Descripción geotécnica de la calicata número 11 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.60 metros.

### CALICATA No 12

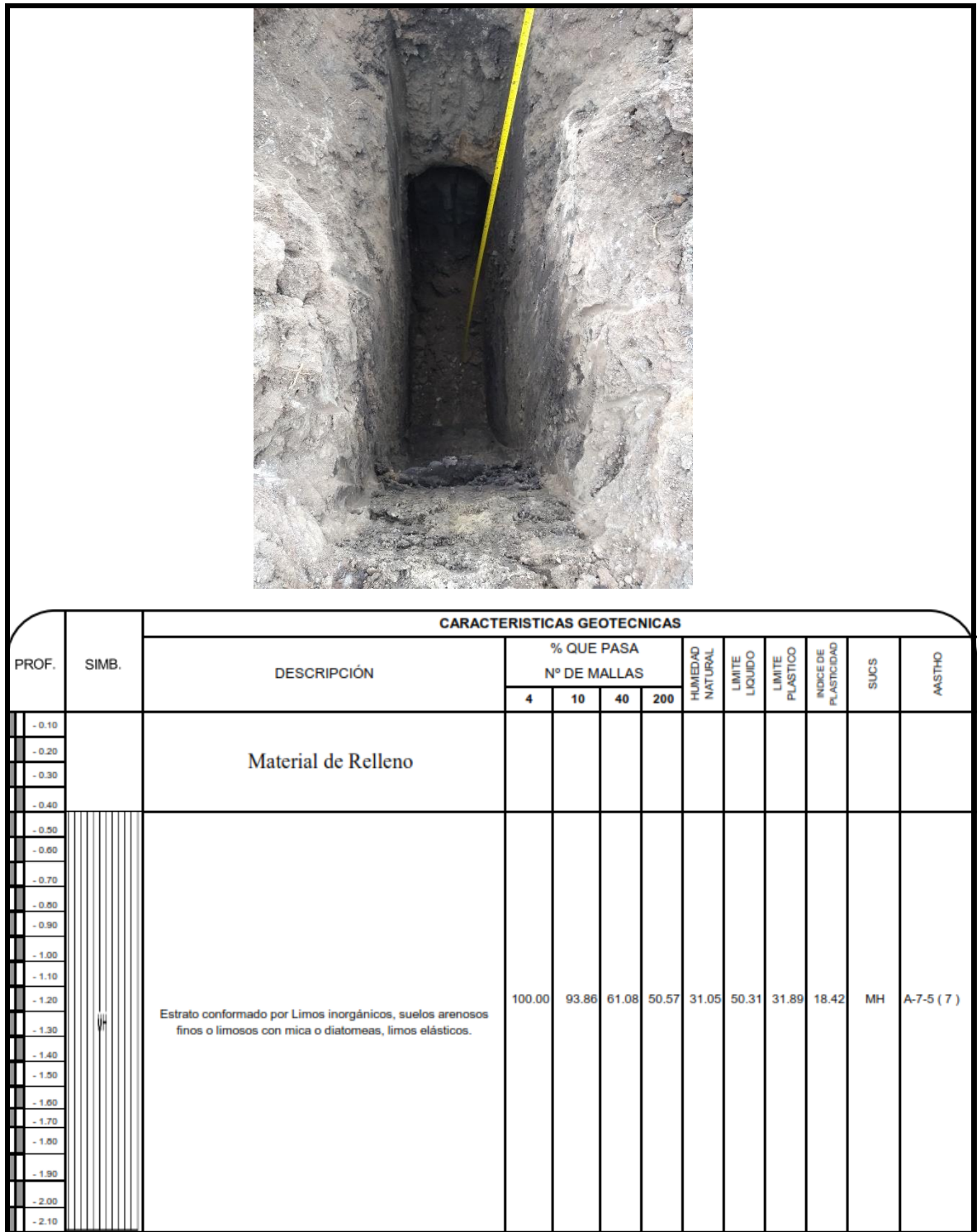


Figura 26. Descripción geotécnica de la calicata número 12 en la que no se encontró presencia de nivel freático a 2.10 metros.





### **5.1.1 ENSAYOS ESPECIALES**

Se realizó los siguientes ensayos:

- Corte directo ASTM D – 3080,  
MTC E 123
- Ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL) ASTM D – 1586, NTP  
339.153:2001

El ensayo de Corte Directo para los suelos encontrados fue ensayado para aplicar una carga normal al plano del movimiento. En este se determina la Resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatigas y / o deformaciones que simulen las que existen o existirán en el terreno producto de la aplicación de una carga, encontrando así su cohesión y ángulo de fricción interno.

El ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL) para el terreno de fundación fue ensayado en 5 puntos del terreno de fundación y los resultados se detallan en la tabla 17.

### **5.1.2 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN**

#### **5.1.2.1 DISEÑO DE CIMENTACION**

En esta sección se realiza el análisis de la cimentación para la I.E.S. Eduardo Benigno Luque de la ciudad de Laraqueri, proyectada en el área estudiada y se proponen la capacidad de carga admisible y la magnitud de los posibles asentamientos.

#### **PARÁMETROS DE RESISTENCIA CORTANTE Y COHESIÓN**

Cohesión: Según el Artículo 15 del Capítulo 3 Análisis de las Condiciones de Cimentaciones de la norma E.050 indica: “en suelos friccionantes (gravas, arenas, arena limosa y gravas-arenosas)”.

Angulo de fricción: Según las recomendaciones de Terzaghi & Peck (1948), cuando el suelo es denso se debe considerar que el suelo sufrirá solo una falla general. El ángulo de fricción fue obtenido de los ensayos de Corte Directo realizados en el laboratorio de suelos.

Las capacidades de carga admisibles del terreno se resumen en las siguientes imágenes.

### **CAPACIDAD PORTANTE DETERMINADA CON EL ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA DPL.**

En las figuras 27, 28, 29, 30 y 31 se observa la capacidad portante de la calicata No 01, 02, 04, 06 y 08, determinados con el ensayo de penetración dinámica ligera, en la que se aprecia los valores que toman dependiendo del ancho de la zapata y la profundidad.

#### **CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm<sup>2</sup>)**

**PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)**

Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)					
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00
100.00	1.95	2.10	2.24	2.38	2.52	2.67
150.00	2.29	2.43	2.57	2.72	2.86	3.00
200.00	2.63	2.77	2.91	3.05	3.20	3.34
250.00	2.96	3.11	3.25	3.39	3.53	3.68
300.00	3.30	3.44	3.58	3.73	3.87	4.01
350.00	3.64	3.78	3.92	4.06	4.21	4.35

Figura 27. Capacidad portante para la calicata No 01 determinada con DPL. Fuente: INGEOPLESKA C&C E. I. R. L.

### CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm<sup>2</sup>)

PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)

Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)					
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00
100.00	2.45	2.67	2.89	3.11	3.33	3.55
150.00	2.92	3.14	3.36	3.58	3.80	4.02
200.00	3.38	3.60	3.82	4.04	4.26	4.48
250.00	3.85	4.07	4.29	4.51	4.73	4.95
300.00	4.32	4.54	4.76	4.98	5.20	5.42
350.00	4.79	5.00	5.22	5.44	5.66	5.88

Figura 28. Capacidad portante para la calicata No 02 determinada con DPL. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L.

### CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm<sup>2</sup>)

PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)

Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)					
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00
100.00	2.79	3.01	3.23	3.45	3.67	3.89
150.00	3.26	3.48	3.70	3.92	4.14	4.36
200.00	3.72	3.94	4.16	4.38	4.60	4.82
250.00	4.19	4.41	4.63	4.85	5.07	5.29
300.00	4.66	4.88	5.10	5.32	5.54	5.76
350.00	5.12	5.34	5.56	5.78	6.00	6.22

Figura 29. Capacidad portante para la calicata No 04 determinada con DPL. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L.



### CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm<sup>2</sup>)

PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)

Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)					
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00
100.00	0.90	0.97	1.04	1.11	1.18	1.25
150.00	1.10	1.17	1.24	1.31	1.38	1.45
200.00	1.30	1.37	1.44	1.51	1.58	1.65
250.00	1.50	1.57	1.64	1.71	1.78	1.85
300.00	1.70	1.77	1.84	1.91	1.98	2.05
350.00	1.90	1.97	2.04	2.11	2.18	2.25

Figura 30. Capacidad portante para la calicata No 06 determinada con DPL. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L.

### CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm<sup>2</sup>)

PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)

Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)					
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00
100.00	1.23	1.32	1.41	1.51	1.60	1.69
150.00	1.47	1.57	1.66	1.75	1.85	1.94
200.00	1.72	1.81	1.91	2.00	2.09	2.19
250.00	1.97	2.06	2.15	2.25	2.34	2.43
300.00	2.21	2.31	2.40	2.49	2.59	2.68
350.00	2.46	2.55	2.65	2.74	2.83	2.93

Figura 31. Capacidad portante para la calicata No 08 determinada con DPL. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L.

## CAPACIDAD PORTANTE DETERMINADA CON EL ENSAYO DE CORTE DIRECTO.

En las figuras 32, 33, 34, 35 y 36 se observa la capacidad portante de la calicata No 01, 02, 04, 06 y 08, determinadas con el ensayo de Corte Directo, en la que se aprecia los valores que toman dependiendo del ancho de la zapata y la profundidad.

### CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm<sup>2</sup>)

PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)

Df =(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)					
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00
100.00	1.32	1.53	1.73	1.94	2.15	2.35
150.00	1.77	1.98	2.19	2.39	2.60	2.81
200.00	2.23	2.43	2.64	2.85	3.05	3.26
250.00	2.68	2.89	3.09	3.30	3.51	3.71
300.00	3.14	3.34	3.55	3.75	3.96	4.17
350.00	3.59	3.80	4.00	4.21	4.41	4.62

Figura 32. Capacidad portante para la calicata No 01 determinada con el ensayo de Corte Directo.  
Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L.

### CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm<sup>2</sup>)

PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)

Df =(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)					
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00
100.00	2.85	3.35	3.86	4.37	4.87	5.38
150.00	3.75	4.26	4.77	5.27	5.78	6.29
200.00	4.66	5.17	5.67	6.18	6.69	7.19
250.00	5.57	6.08	6.58	7.09	7.60	8.10
300.00	6.48	6.98	7.49	8.00	8.50	9.01
350.00	7.39	7.89	8.40	8.90	9.41	9.92

Figura 33. Capacidad portante para la calicata No 02 determinada con el ensayo de Corte Directo.  
Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L.

### CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm<sup>2</sup>)

PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)

Df =(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)					
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00
100.00	2.23	2.62	3.00	3.39	3.78	4.16
150.00	2.95	3.34	3.72	4.11	4.50	4.88
200.00	3.67	4.05	4.44	4.83	5.21	5.60
250.00	4.38	4.77	5.16	5.54	5.93	6.32
300.00	5.10	5.49	5.87	6.26	6.65	7.03
350.00	5.82	6.21	6.59	6.98	7.37	7.75

Figura 34. Capacidad portante para la calicata No 04 determinada con el ensayo de Corte Directo.

Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L.

### CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm<sup>2</sup>)

PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)

Df =(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)					
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00
100.00	0.94	1.07	1.19	1.32	1.44	1.57
150.00	1.24	1.36	1.49	1.61	1.74	1.86
200.00	1.53	1.66	1.78	1.91	2.03	2.16
250.00	1.83	1.95	2.08	2.20	2.33	2.46
300.00	2.12	2.25	2.38	2.50	2.63	2.75
350.00	2.42	2.55	2.67	2.80	2.92	3.05

Figura 35. Capacidad portante para la calicata No 06 determinada con el ensayo de Corte Directo.

Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L.

## CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (Kg/cm<sup>2</sup>)

PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)

Df =(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)					
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00
100.00	1.12	1.29	1.46	1.62	1.79	1.96
150.00	1.50	1.67	1.84	2.01	2.18	2.35
200.00	1.89	2.06	2.23	2.39	2.56	2.73
250.00	2.27	2.44	2.61	2.78	2.95	3.12
300.00	2.66	2.83	3.00	3.16	3.33	3.50
350.00	3.04	3.21	3.38	3.55	3.72	3.89

Figura 36. Capacidad portante para las calicatas No 08 determinada con el ensayo de Corte Directo. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L.

### 5.2 CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DE COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN POR DPL.

Para determinar la capacidad portante del área de estudio de las 12 calicatas se consideraron 5 calicatas específicas representativas las cuales demostraran los parámetros para determinar el ancho y profundidades de las cimentaciones. Según las exploraciones que se realizaron en cada calicata en el área del proyecto y haciendo uso del ensayo de penetración dinámica ligera (DPL) los resultados son:

Tabla 15. Resumen de los parámetros obtenidos con el ensayo de Penetración Dinámica Ligera.

Calicata	Muestra	Prof.(m)	Parámetros de Resistencia	
			c (kPa)	φ (°)
C – 01	M - 03	0.00 – 2.70	0.103125	26.02
C – 02	M – 03	0.00 – 2.80	0.089063	29.42
C – 04	M – 03	0.00 – 2.60	0.117188	29.48
C – 06	M – 03	0.00 – 2.70	0.051563	20.81
C – 08	M – 03	0.00 – 2.80	0.070313	23.44

Fuente: Elaboración Propia.

- En la calicata No 1 los valores de ángulo fricción y cohesión son:

Angulo de fricción ( $\phi$  (°)) igual a 26.02

Cohesión (c (kPa)) igual a 0.103125

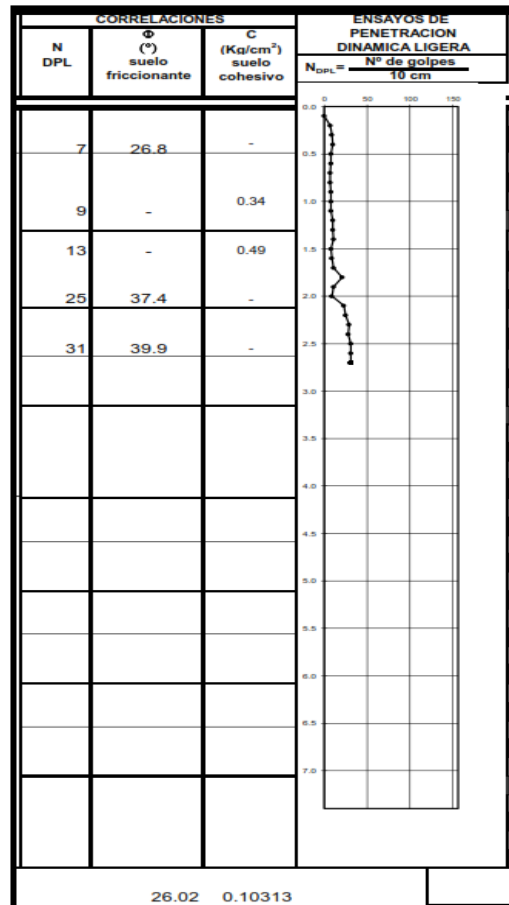


Figura 37. Grafica de la Penetración Dinámica Ligera en la Calicata No 01. Fuente: INGEOPLESKA C&C E. I. R. L.

- **En la calicata No 2 los valores de ángulo fricción y cohesión por el ensayo de Penetración Dinámica Ligera son:**

Angulo de fricción ( $\phi$  (°)) igual a 29.42

Cohesión (c (kPa)) igual a 0.089063

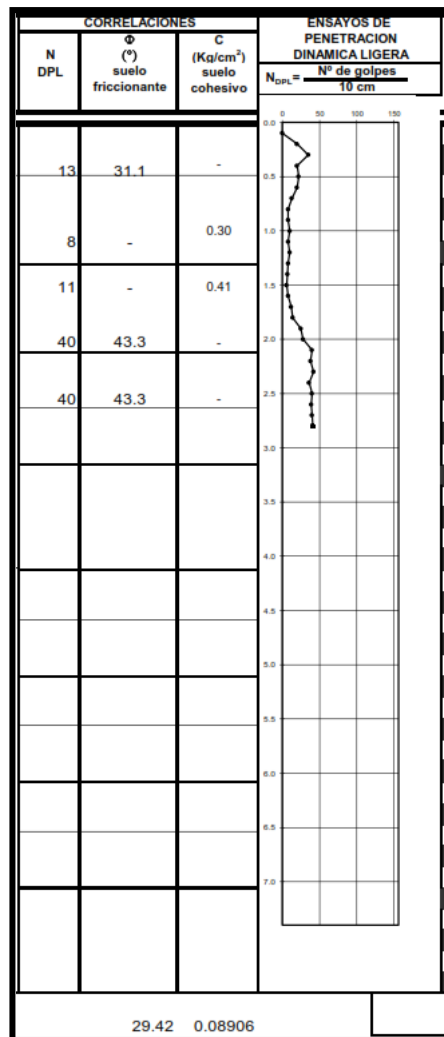


Figura 38. Grafica de la Penetración Dinámica Ligera en la Calicata No 02. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L.

- **En la calicata No 4 los valores de ángulo fricción y cohesión por el ensayo de Penetración Dinámica Ligera son:**

Angulo de fricción ( $\phi$  (°)) igual a 29.48

Cohesión (c (kPa)) igual a 0.117188

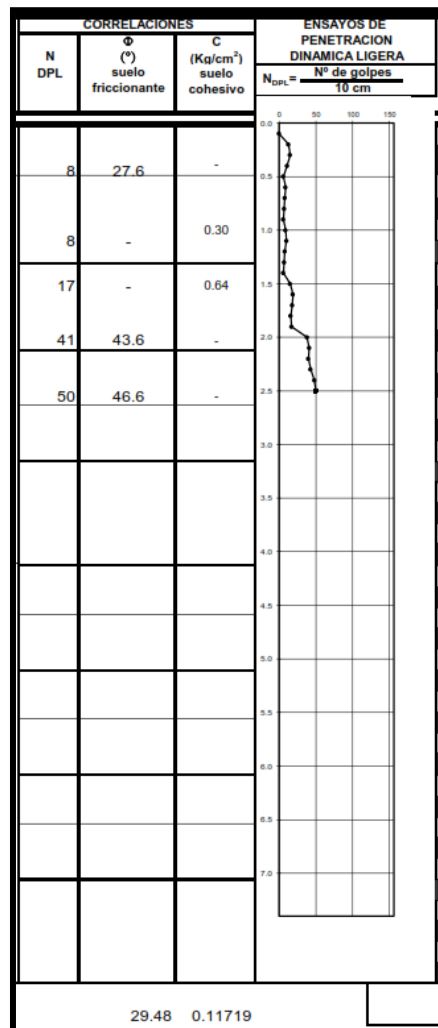


Figura 39. Grafica de la Penetración Dinámica Ligera en la Calicata No 04. Fuente: INGEOPLESKA C&C E. I. R. L.

- **En la calicata No 6 los valores de ángulo fricción y cohesión por el ensayo de Penetración Dinámica Ligera son:**

Angulo de fricción ( $\phi$  (°)) igual a 20.81

Cohesión (c (kPa)) igual a 0.051563

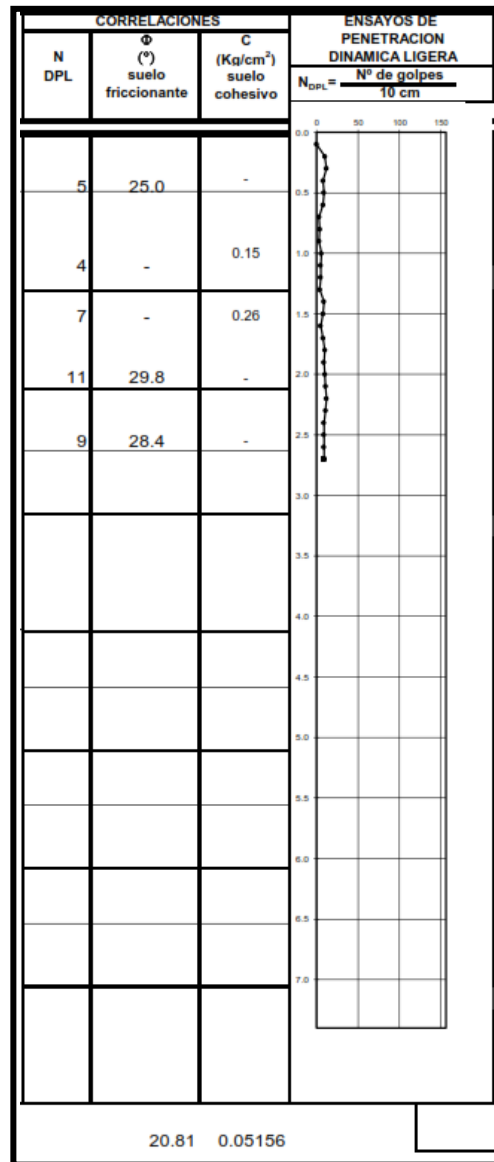


Figura 40. Grafica de la Penetración Dinámica Ligera en la Calicata No 06. Fuente: INGEOPLESKA C&C E. I. R. L.



- **En la calicata No 8 los valores de ángulo fricción y cohesión por el ensayo de Penetración Dinámica Ligera son:**

Angulo de fricción ( $\phi$  (°)) igual a 23.44

Cohesión (c (kPa)) igual a 0.070313

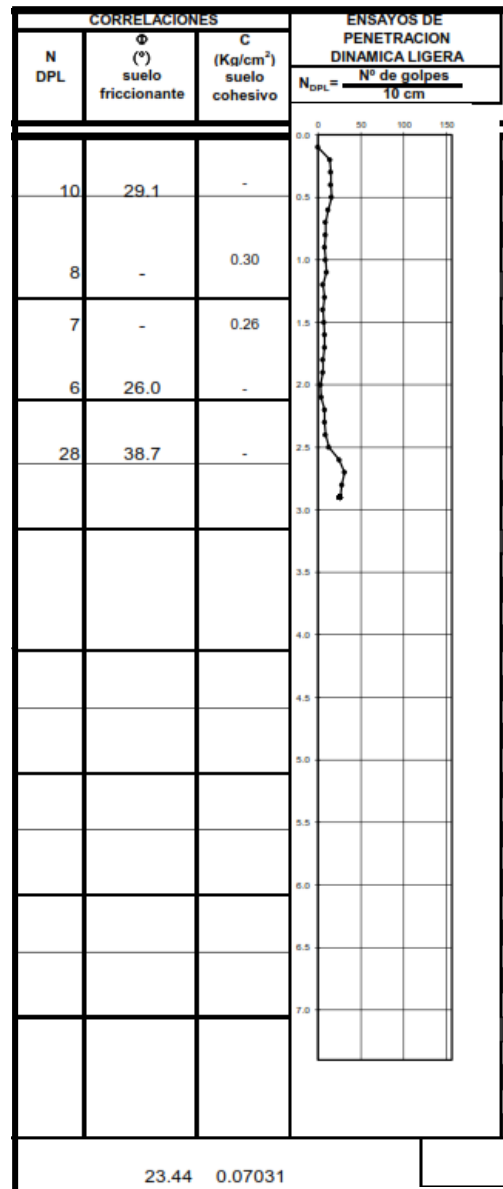


Figura 41. Grafica de la Penetración Dinámica Ligera en la Calicata No 04. Fuente: INGEOPLESKA C&C E. I. R. L.

### 5.3 CALCULO DE LOS PARÁMETROS DE COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN POR CORTE DIRECTO.

Para determinar la capacidad portante del área de estudio de las 12 calicatas se consideraron 5 calicatas específicas representativas las cuales demostraran los parámetros para determinar el ancho y profundidades de las cimentaciones. Según las exploraciones que se realizaron en cada calicata en el área del proyecto y haciendo uso del ensayo de Corte Directo los resultados son:

Tabla 16. Resumen de los parámetros obtenidos con el ensayo de Corte Directo.

Calicata	Muestra	Prof.(m)	SUCS Especimen	Densidad Húmeda (kN/cm <sup>3</sup> )	Densidad Seca (kN/cm <sup>3</sup> )	Parámetros de Resistencia	
						c (kPa)	φ (°)
C – 01	M-03	0.00 – 2.50	GM	2.266	1.918	0	28
C – 02	M-03	0.00 – 2.50	GP-GC	2.267	2.011	0.102	33.5
C – 04	M-03	0.00 – 2.50	GC	2.263	1.948	0.14	32.8
C – 06	M-02	0.00 – 2.50	MH	2.270	1.820	10	25.6
C – 08	M-03	0.00 – 2.50	SP-SM	2.277	1.870	0.15	27

Fuente: Elaboración Propia.

- **Para la calicata No 01 los valores de ángulo fricción y cohesión obtenidos con el ensayo de Corte Directo son:**

Angulo de fricción ( $\phi$  (°)) igual a 28

Cohesión (c (kPa)) igual a 0

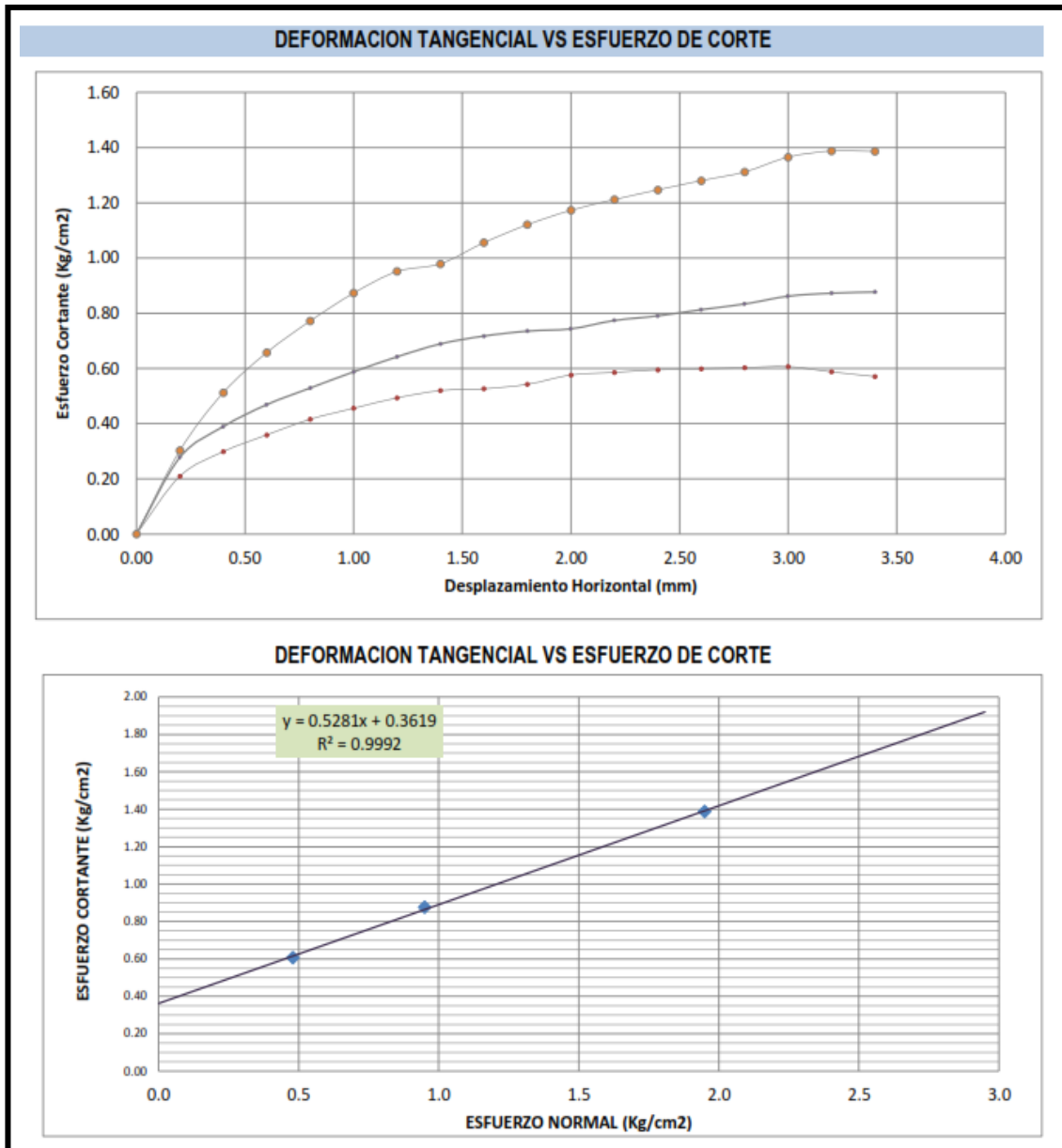


Figura 42. Grafica del ensayo de Corte Directo en la Calicata No 01. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L.

- **Para la calicata 02 los valores de ángulo fricción y cohesión obtenidos con el ensayo de Corte Directo son:**

Angulo de fricción ( $\phi$  (°)) igual a 33.5

Cohesión (c (kPa)) igual a 0.102

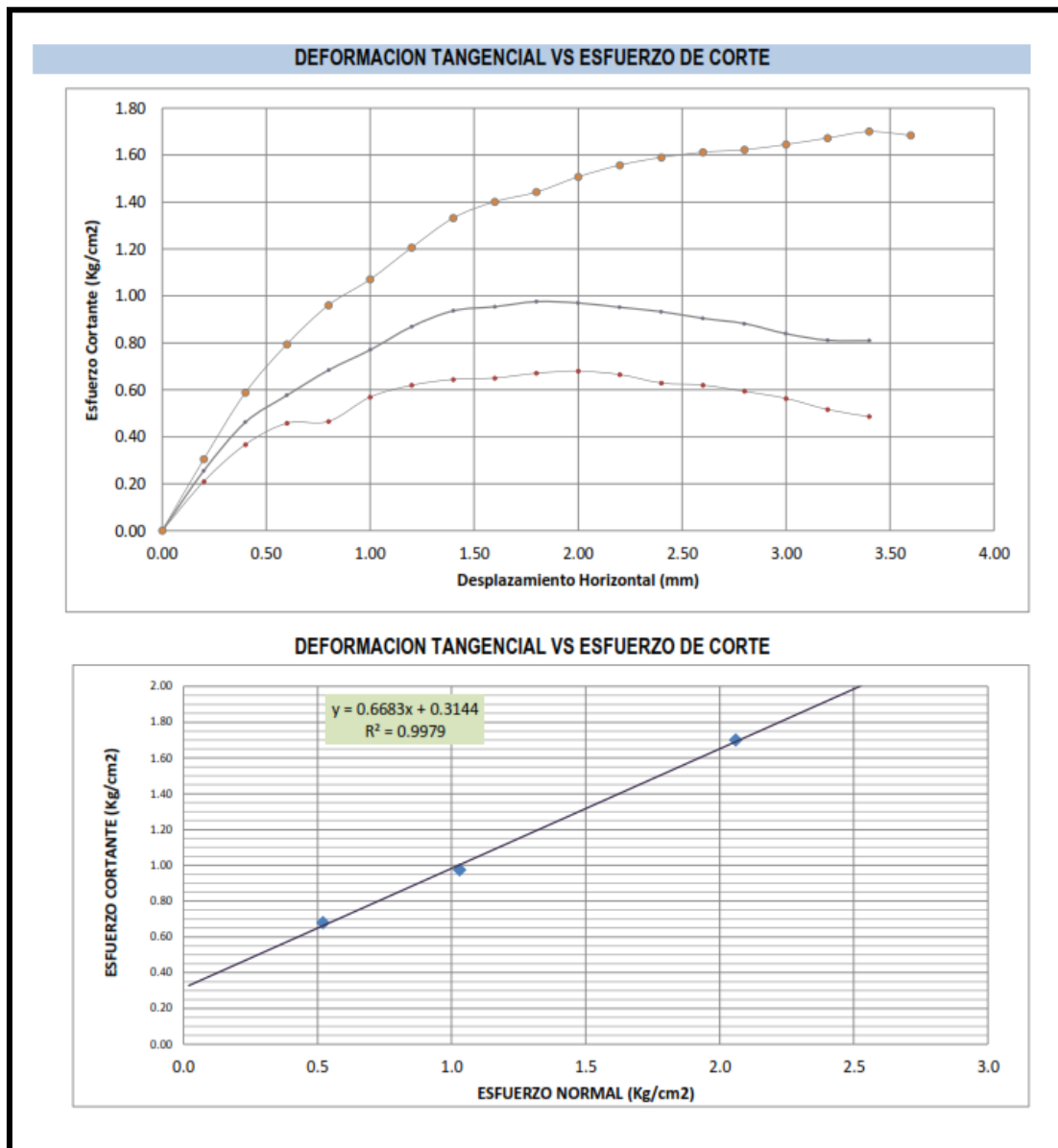


Figura 43. Grafica del ensayo de Corte Directo en la Calicata No 02. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L.

- **Para la calicata 04 los valores de ángulo fricción y cohesión obtenidos con el ensayo de Corte Directo son:**

Angulo de fricción ( $\phi$  (°)) igual a 32.8

Cohesión (c (kPa)) igual a 0.14

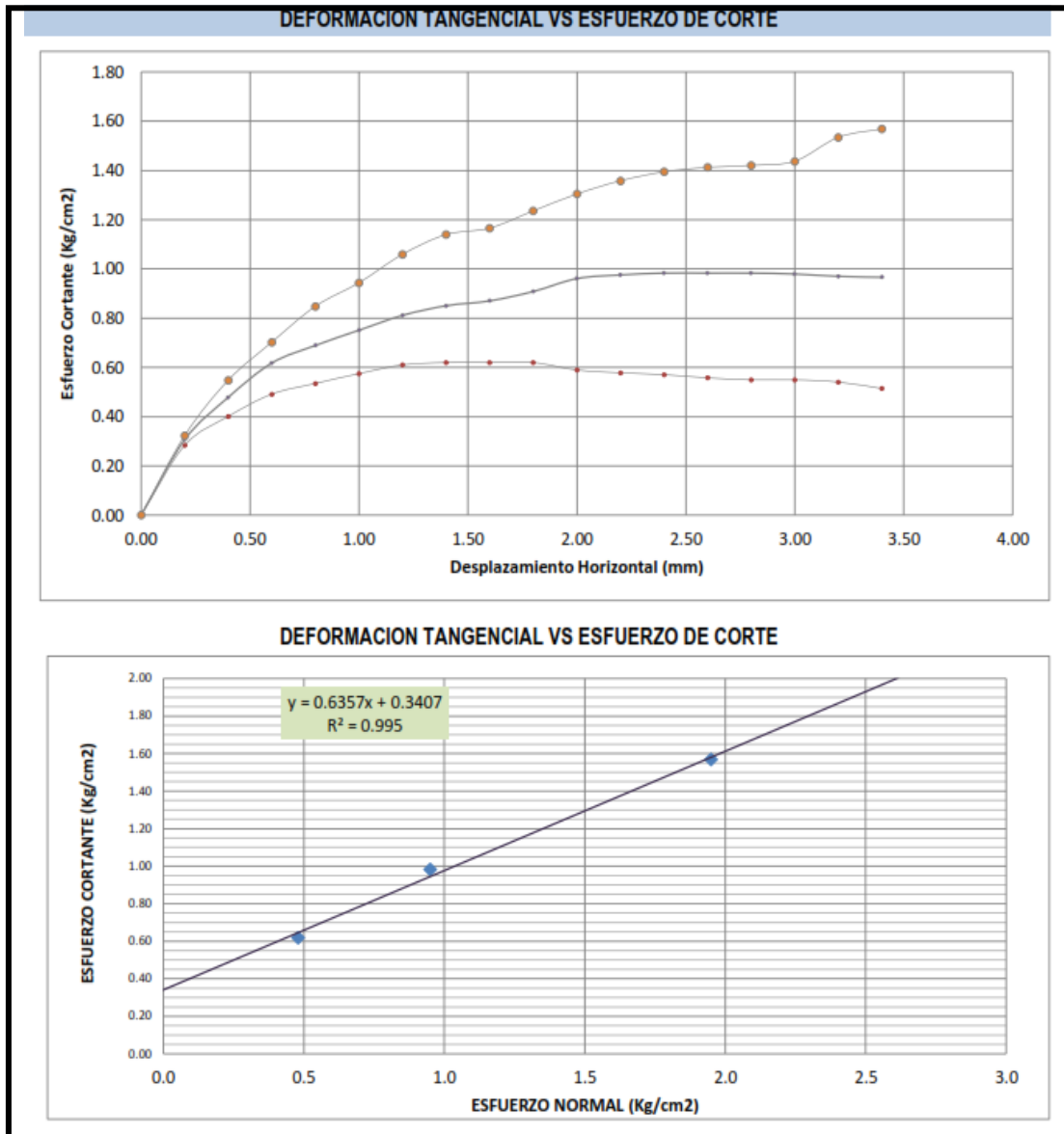


Figura 44. Grafica del ensayo de Corte Directo en la Calicata No 04. Fuente: INGEOPLESKA C&C E. I. R. L.

- **Para la calicata 06 los valores de ángulo fricción y cohesión obtenidos con el ensayo de Corte Directo son:**

Angulo de fricción ( $\phi$  (°)) igual a 25.6

Cohesión (c (kPa)) igual a 0.10

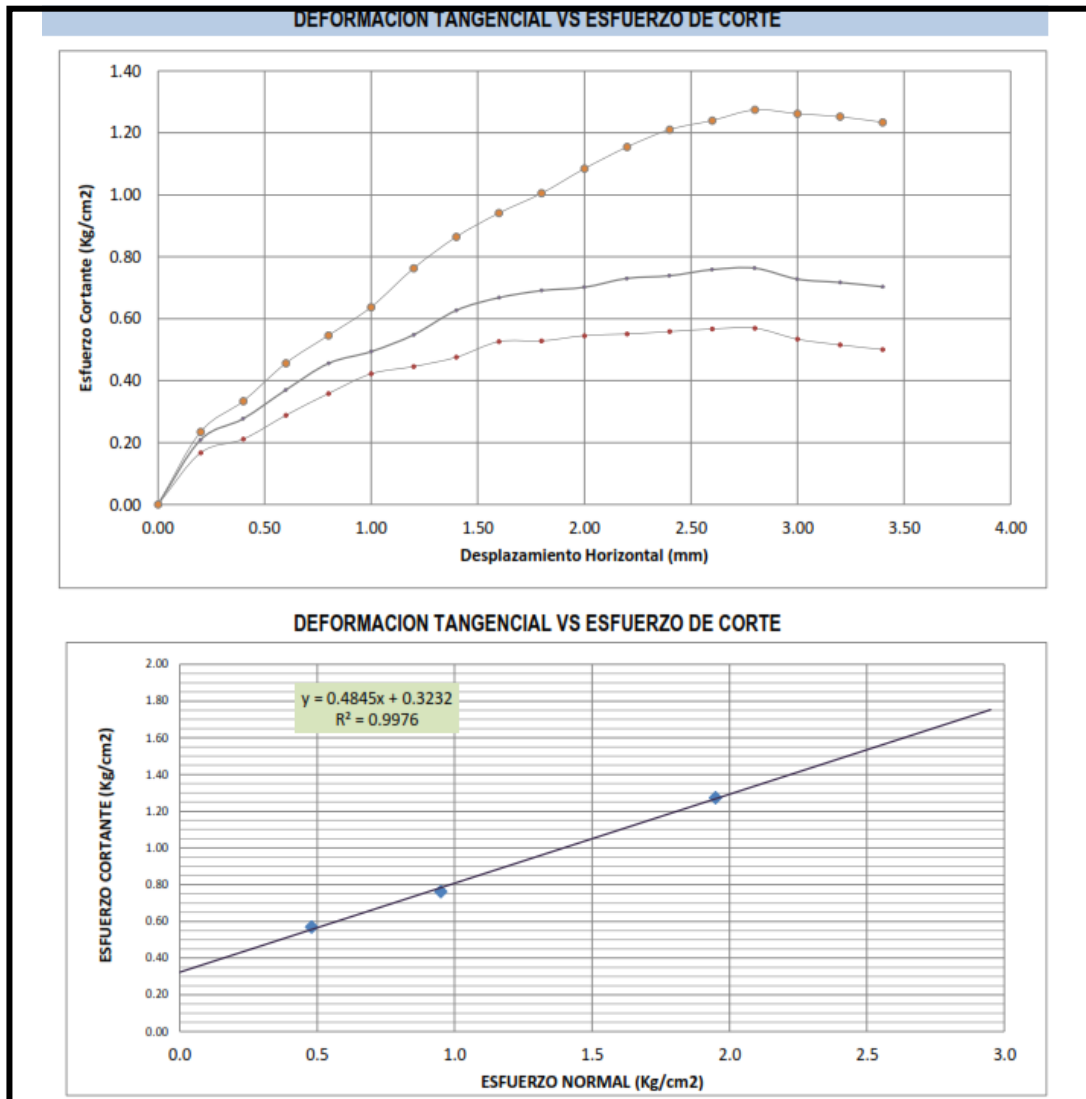


Figura 45. Grafica del ensayo de Corte Directo en la Calicata No 06. Fuente: INGEOPLESKA C&C E. I. R. L.

- **Para la calicata No 08 los valores de ángulo fricción y cohesión obtenidos con el ensayo de Corte Directo son:**

Angulo de fricción ( $\phi$  (°)) igual a 27

Cohesión (c (kPa)) igual a 0.15

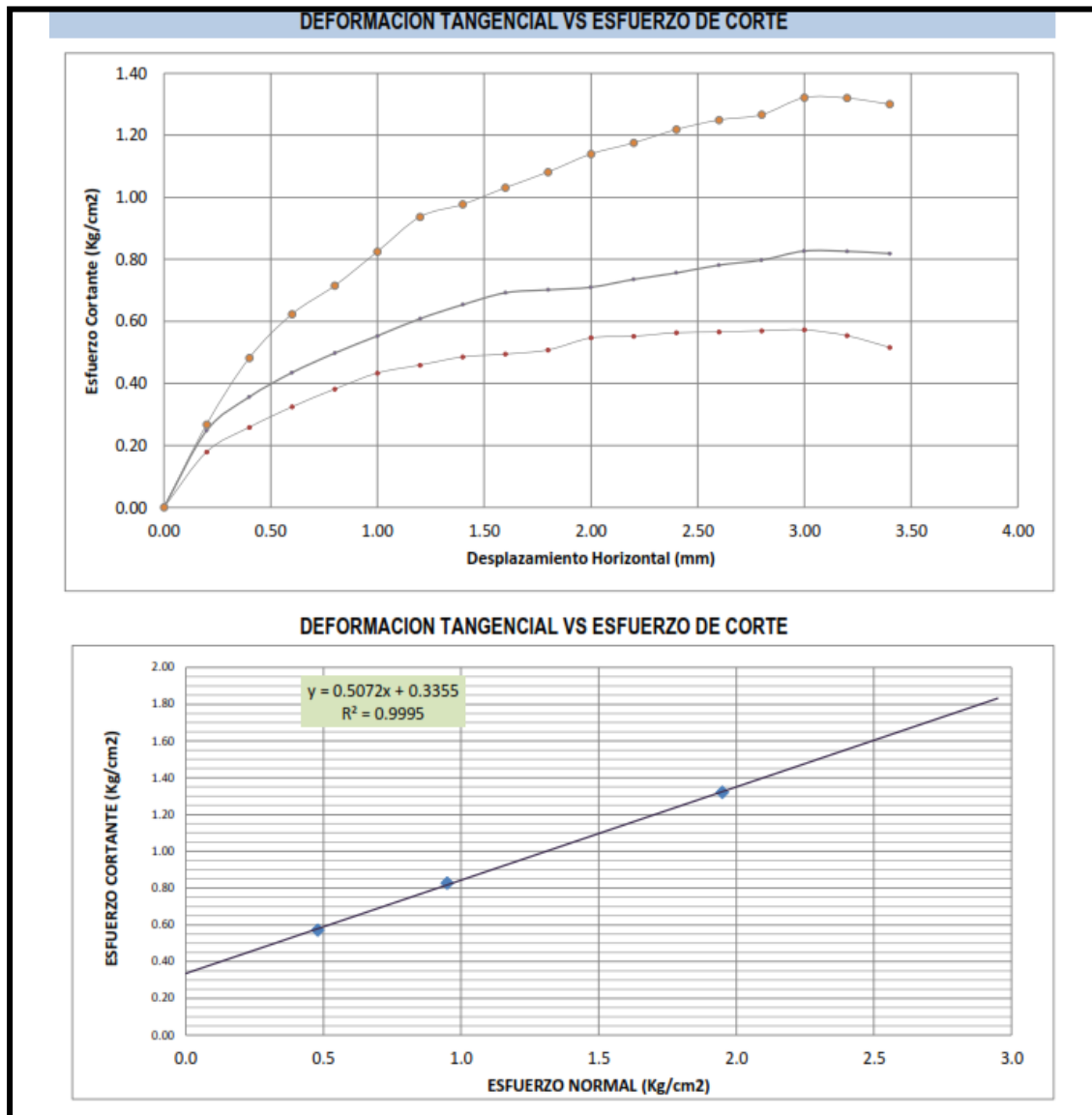


Figura 46. Grafica del ensayo de Corte Directo en la Calicata No 08. Fuente: INGEOPLESCA C&C E. I. R. L.

## 5.4 COMPARACIÓN DE LA VARIACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Calculados los parámetros de Cohesión y Angulo de Fricción para la determinación de la Capacidad Portante, de las 5 calicatas se obtuvieron los resultados mostrados en la tabla No 16:

Tabla 17. Valores de los parámetros Angulo de fricción y cohesión obtenidos con ambos ensayos.

Valores de los parámetros Angulo de fricción y cohesión				
Calicata	Cohesión c (kPa)		Angulo de fricción $\phi$ (°)	
	Corte Directo	DPL	Corte Directo	DPL
Calicata 01	0	0.103125	28	26.02
Calicata 02	0.102	0.089063	33.5	29.42
Calicata 04	0.14	0.117188	32.8	29.48
Calicata 06	0.1	0.051563	25.6	20.81
Calicata 08	0.15	0.070313	27	23.44

Fuente: Elaboración Propia.

### CAPACIDAD PORTANTE EN LA CALICATA NO 01

Los resultados obtenidos se muestran en la figura Numero 46 y las variaciones se encuentran registradas en la tabla No 17 se observa que a una profundidad de 1 metro los valores se alteran en 0.63 kg/cm<sup>2</sup> pero al llegar a una profundidad máxima de 3.50 m estos valores solo varían en 0.03 kg/cm<sup>2</sup> lo que indica una muy baja variación por la presencia de un material arcilloso con ligera plasticidad CL de gran profundidad alrededor



de 2.00 metros y material de tipo grava bien gradada con mayor presencia de finos GW - GM por lo que no existe una variación significativa y ambos ensayos pueden ser utilizados según se requiera.

Tabla 18. Comparación de los Resultados Obtenidos en la calicata No 01.

Comparación de los Resultados Obtenidos			
Ensayos	CD	DPL	Profundidad
Calicata Número 01	1.32	1.95	1.00 m.
	3.59	3.64	3.50 m.

Fuente: Elaboración Propia.

DPL

**CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN LA CALICATA 01 (Kg/cm<sup>2</sup>)**  
PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)

CD

Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)						Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)					
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00		100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00
100.00	1.95	2.10	2.24	2.38	2.52	2.67	100.00	1.32	1.53	1.73	1.94	2.15	2.35
150.00	2.29	2.43	2.57	2.72	2.86	3.00	150.00	1.77	1.98	2.19	2.39	2.60	2.81
200.00	2.63	2.77	2.91	3.05	3.20	3.34	200.00	2.23	2.43	2.64	2.85	3.05	3.26
250.00	2.96	3.11	3.25	3.39	3.53	3.68	250.00	2.68	2.89	3.09	3.30	3.51	3.71
300.00	3.30	3.44	3.58	3.73	3.87	4.01	300.00	3.14	3.34	3.55	3.75	3.96	4.17
350.00	3.64	3.78	3.92	4.06	4.21	4.35	350.00	3.59	3.80	4.00	4.21	4.41	4.62

Figura 47. Comparación de la capacidad portante para la calicata No 01 con los valores de ángulo de fricción y cohesión determinadas por el método de Penetración Dinámica Ligera (DPL) y el ensayo de Corte Directo. Fuente: Elaboración Propia.

### CAPACIDAD PORTANTE EN LA CALICATA NO 02

Los resultados obtenidos muestran en la figura Numero 47 y las variaciones se encuentran registradas en la tabla No 18 se observa que a una profundidad de 1 metro los valores se alteran en 0.40 kg/cm<sup>2</sup> pero al llegar a una profundidad máxima de 3.50 m estos valores varían en 2.60 kg/cm<sup>2</sup> lo que indica una variación significativa que se puede interpretar por la presencia de material de tipo arena limosa SM en el primer estrato y un

materia de tipo grava mal gradada con mezcla y presencias de arcillas a mayor profundidad para esto los ensayos pueden ser utilizados según se requiera.

Tabla 19. Comparación de los Resultados Obtenidos en la calicata No 02.

Comparación de los Resultados Obtenidos			
Ensayos	CD	DPL	Profundidad
Calicata Número 02	2.85	2.45	1.00 m.
	7.39	4.79	3.50 m.

Fuente: Elaboración Propia.

		DPL					CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN LA CALICATA 02 (Kg/cm <sup>2</sup> ) PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)						CD				
Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)						Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)									
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00		100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00				
100.00	2.45	2.67	2.89	3.11	3.33	3.55	100.00	2.85	3.35	3.86	4.37	4.87	5.38				
150.00	2.92	3.14	3.36	3.58	3.80	4.02	150.00	3.75	4.26	4.77	5.27	5.78	6.29				
200.00	3.38	3.60	3.82	4.04	4.26	4.48	200.00	4.66	5.17	5.67	6.18	6.69	7.19				
250.00	3.85	4.07	4.29	4.51	4.73	4.95	250.00	5.57	6.08	6.58	7.09	7.60	8.10				
300.00	4.32	4.54	4.76	4.98	5.20	5.42	300.00	6.48	6.98	7.49	8.00	8.50	9.01				
350.00	4.79	5.00	5.22	5.44	5.66	5.88	350.00	7.39	7.89	8.40	8.90	9.41	9.92				

Figura 48. Comparación de la capacidad portante para la calicata No 02 con los valores de ángulo de fricción y cohesión determinadas por el método de Penetración Dinámica Ligera (DPL) y el ensayo de Corte Directo. Fuente: Elaboración Propia.

#### CAPACIDAD PORTANTE EN LA CALICATA NO 04

Los resultados obtenidos muestran en la figura Numero 48 y las variaciones se encuentran registradas en la tabla No 19 se observa que a una profundidad de 1 metro los valores se alteran en 0.56 kg/cm<sup>2</sup> pero al llegar a una profundidad máxima de 3.50 m estos valores solo varían en 0.67 kg/cm<sup>2</sup> lo que indica que no existe una variación significativa que se puede interpretar por la presencia de material tipo limoso inorgánico MH a un profundidad de 2.30 metros seguido de material de tipo grava arcillosa GC por lo cual se menciona que ambos ensayos pueden ser utilizados según se requiera.

Tabla 20. Comparación de los Resultados Obtenidos en la calicata No 04.

Comparación de los Resultados Obtenidos			
Ensayos	CD	DPL	Profundidad
Calicata Número 04	2.23	2.79	1.00 m.
	5.82	5.15	3.50 m.

Fuente: Elaboración Propia.

		DPL					CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN LA CALICATA 04 (Kg/cm <sup>2</sup> ) PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)							CD				
Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)						Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)										
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00		100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00					
100.00	2.79	3.01	3.23	3.45	3.67	3.89	100.00	2.23	2.62	3.00	3.39	3.78	4.16					
150.00	3.26	3.48	3.70	3.92	4.14	4.36	150.00	2.95	3.34	3.72	4.11	4.50	4.88					
200.00	3.72	3.94	4.16	4.38	4.60	4.82	200.00	3.67	4.05	4.44	4.83	5.21	5.60					
250.00	4.19	4.41	4.63	4.85	5.07	5.29	250.00	4.38	4.77	5.16	5.54	5.93	6.32					
300.00	4.66	4.88	5.10	5.32	5.54	5.76	300.00	5.10	5.49	5.87	6.26	6.65	7.03					
350.00	5.12	5.34	5.56	5.78	6.00	6.22	350.00	5.82	6.21	6.59	6.98	7.37	7.75					

Figura 49. Comparación de la capacidad portante para la calicata No 04 con los valores de ángulo de fricción y cohesión determinadas por el método de Penetración Dinámica Ligera (DPL) y el ensayo de Corte Directo. Fuente: Elaboración Propia.

### CAPACIDAD PORTANTE EN LA CALICATA NO 06

Los resultados obtenidos muestran en la figura Numero 49 y las variaciones se encuentran registradas en la tabla No 20 se observa que a una profundidad de 1 metro los valores se alteran en 0.04 kg/cm<sup>2</sup> pero al llegar a una profundidad máxima de 3.50 m estos valores solo varían en 0.52 kg/cm<sup>2</sup> lo que indica que no existe una variación significativa que se interpreta debido a que la calicata cuenta con un único estrato de tipo limo inorgánico o de tipo suelo arenoso MH por lo que ambos ensayos pueden ser utilizados según se requiera.

Tabla 21. Comparación de los Resultados Obtenidos en la calicata No 06.

Comparación de los Resultados Obtenidos			
Ensayos	CD	DPL	Profundidad
Calicata Número 06	0.94	0.90	1.00 m.
	2.42	1.90	3.50 m.

Fuente: Elaboración Propia.

DPL		CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN LA CALICATA 06 (Kg/cm <sup>2</sup> ) PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)					CD						
Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)						Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)					
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00		100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00
100.00	0.90	0.97	1.04	1.11	1.18	1.25	100.00	0.94	1.07	1.19	1.32	1.44	1.57
150.00	1.10	1.17	1.24	1.31	1.38	1.45	150.00	1.24	1.36	1.49	1.61	1.74	1.86
200.00	1.30	1.37	1.44	1.51	1.58	1.65	200.00	1.53	1.66	1.78	1.91	2.03	2.16
250.00	1.50	1.57	1.64	1.71	1.78	1.85	250.00	1.83	1.95	2.08	2.20	2.33	2.46
300.00	1.70	1.77	1.84	1.91	1.98	2.05	300.00	2.12	2.25	2.38	2.50	2.63	2.75
350.00	1.90	1.97	2.04	2.11	2.18	2.25	350.00	2.42	2.55	2.67	2.80	2.92	3.05

Figura 50. Comparación de la capacidad portante para la calicata No 06 con los valores de ángulo de fricción y cohesión determinadas por el método de Penetración Dinámica Ligera (DPL) y el ensayo de Corte Directo. Fuente: Elaboración Propia.

### CAPACIDAD PORTANTE EN LA CALICATA NO 08

Los resultados obtenidos muestran en la figura Numero 50 y las variaciones se encuentran registradas en la tabla No 21 se observa que a una profundidad de 1 metro los valores se alteran en 0.11 kg/cm<sup>2</sup> pero al llegar a una profundidad máxima de 3.50 m estos valores solo varían en 0.42 kg/cm<sup>2</sup> lo que indica que no existe una variación significativa que se interpreta debido a la presencia de material tipo limo inorgánico de ligera plasticidad con una profundidad de 2.40 metros, seguido de un material de tipo arena mal gradada con presencia de material limoso y el uso ambos ensayos es factible según se requiera.

Tabla 22. Comparación de los Resultados Obtenidos en la calicata No 08.

Comparación de los Resultados Obtenidos			
Ensayos	CD	DPL	Profundidad
Calicata Número 08	1.12	1.23	1.00 m.
	3.04	2.46	3.50 m.

Fuente: Elaboración Propia.

		CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN LA CALICATA 08 (Kg/cm <sup>2</sup> ) PARA (Df=100 a 350cm.) y (B=100 a 350cm.)					
		DPL			CD		
Df=(cm)	ANCHO DE LA ZAPATA (cm)						
	100.00	150.00	200.00	250.00	300.00	350.00	
100.00	1.23	1.32	1.41	1.51	1.60	1.69	
150.00	1.47	1.57	1.66	1.75	1.85	1.94	
200.00	1.72	1.81	1.91	2.00	2.09	2.19	
250.00	1.97	2.06	2.15	2.25	2.34	2.43	
300.00	2.21	2.31	2.40	2.49	2.59	2.68	
350.00	2.46	2.55	2.65	2.74	2.83	2.93	

Figura 51. Comparación de la capacidad portante para la calicata No 08 con los valores de ángulo de fricción y cohesión determinadas por el método de Penetración Dinámica Ligera (DPL) y el ensayo de Corte Directo. Fuente: Elaboración Propia.



## VI. CONCLUSIONES

- Los parámetros geotécnicos de la zona de estudio se encuentran emplazados en un material cuaternario aluvial encerrados en una matriz limo arcillosa con presencia de gravas, los primeros 50 centímetros es material fino de baja a media plasticidad y a mayor profundidad los materiales son gravosos y aptos para fines constructivos.
- De acuerdo a la comparación entre los parámetros obtenidos con el ensayo de Penetración Dinámica Ligera y Corte Directo, se concluye que los valores no difieren significativamente lo cual implica que el terreno de fundación es apto para construir.
- Los parámetros de cohesión caracterizados fluctúan entre 0 y 0.15 kPa indicando que la variación es mínima, respecto al ángulo de fricción los valores van de 20.81 a 28 grados, lo que implica que dichos parámetros están dentro de un rango permisible. Sin embargo, los valores más altos tanto de cohesión como del ángulo de fricción se encuentran en el ensayo de Corte Directo respecto al ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL) determinando así que dicha variación es mínima.
- La comparación entre los parámetros obtenidos tanto del ensayo de Corte Directo y del ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL) indica que la variación es mínima lo que determina que el terreno de fundación ofrece condiciones óptimas para realizar cualquier tipo de construcción civil.



## VII. RECOMENDACIONES

- Se debe adicionar estudios de cálculo de asentamientos diferenciales ya que el terreno de fundación no es homogéneo y es de vital importancia al momento del diseño de las cimentaciones.
- Además del uso de los ensayos de Penetración Dinámica Ligera y Corte Directo se recomienda adicionar el ensayo triaxial para darle mayor precisión al estudio de mecánica de suelos.
- Realizar el cálculo de los parámetros de ángulo fricción y cohesión con el método de Penetración Dinámica Ligera sobre todo cuando se tenga materiales finos ya que no altera las características del terreno puesto que se ejecuta desde el nivel 0.00 m y minimiza costos de operación.
- Se debe tener cuidado al obtener la muestra in-situ para la realización del ensayo de Corte Directo, utilizando parafina para crear una película protectora alrededor de la muestra, realizar el rotulado y la posición de la muestra en forma adecuada o tomando en cuenta los protocolos correspondientes.



## VIII. REFERENCIAS

- Berry, P., & Reid, D. (1996). *Mecánica de suelos* (Primera ed.). Mexico: McGraw-Hill Comanies. Pp. 17-19.
- Braja M. Das. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentación*. México: Internacional Thomson Editores S.A. Pp. 10-16.
- Braja M., D. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: Thomson Editores, S.A. de C.V. Pp. 28-29. Pp. 233-234.
- Bowles, J. (2014). *Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil*. Bogotá: Italgrad S.A. Pp. 11-12. Pp. 15-20. Pp. 35-42.
- Castañeda Santa Cruz Luis Alberto. (2014). Tesis: “Capacidad portante de los suelos de fundación de la Universidad Nacional de Cajamarca, en la zona Suroeste y Sureste utilizando el método Penetración Dinámica (DPL) en comparación con el Método por Corte Directo”. Universidad Nacional de Cajamarca.
- Crespo, C. (1990). *Mecánica de suelos y cimentaciones*. México. Editorial: Limusa Noriega Pp. 173-179.
- Fernández Gálvez, R. A. (2015). Tesis: “Capacidad Portante con Fines de Cimentación Mediante los Ensayos SPT Y Corte Directo en el Distrito de Aguas Verdes Tumbes”. Universidad Nacional de Cajamarca.
- Geología de la cordillera occidental y altiplano al oeste del lago Titicaca sur del Perú. (Proyecto integrado del Sur). González De Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación. Pp. 106-114.





- Huaco, D. y Rodríguez. L. (1993). Atenuación de la intensidad y la aceleración en el Perú.  
Instituto Geofísico del Perú.
- INGEMMET. (1995). Geología del Perú. Lima: Fimart S.A.
- Juárez, E. (s.f.). Mecánica de suelos. Tomo I, II y III. Editorial Limusa, México. Pp.  
152.155.
- Norma Técnica E.050: Suelos y cimentaciones.
- Pari Humpiri, Silverio (2018). Tesis: “Evaluación geológica y geotécnica del terreno de  
fundación para la construcción del edificio archivo Regional Puno”, Universidad  
Nacional del Altiplano.
- Roy Whitlow. (1999). Fundamentos de Mecánica de Suelos (2 ed. en ingles, primera  
edición en español). México: compañía editorial continental, s. A. De c. V. Pp. 1-  
5. Pp. 17-19. Pp. 30-33.
- Terzaghi, K., Peck, R., & Moretto, O. (1973). Mecánica de suelos en la ingeniería practica  
(2 ed.). Buenos Aires, Argentina: El Ateneo.
- William Rodriguez Serquen. (2019). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica suelos y  
cimentaciones. Perú. Pp. 3-5. Pp. 37-39.



## ANEXOS

### ANEXO 01

- Panel Fotográfico.

### ANEXO 02

- Certificados de ensayos de laboratorio

### ANEXO 03

- Plano de Ubicación
- Plano Geotécnico
- Plano Geológico Local
- Plano Geológico Regional
- Plano Geomorfológico.