

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
(Creado por Ley N° 25260)

FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL – HUANCAMELICA



TESIS

**RESPUESTA DE CIMENTACIONES
SUPERFICIALES BAJO CONDICIONES DE SUELOS
PARCIALMENTE SATURADO EN QUINTANILLA
PAMPA, ASCENSIÓN - HUANCAMELICA**

LINEA DE INVESTIGACIÓN:

GEOTECNIA

PRESENTADO POR:

Bach. OLARTE ROMERO, Joel Edson

Bach. URETA POMA, Waldir Alex

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

HUANCAMELICA – PERÚ

2019



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA

FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA



ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

En el Auditorium de la Facultad de Ciencias de Ingeniería, a los 19 días del mes de diciembre del año 2019, a horas 4:00 p.m., se reunieron los miembros del Jurado Calificador conformado por los docentes: **M.Sc. Marco Antonio LÓPEZ BARRANTES (PRESIDENTE)**, **Arg. Abdón Dante OLIVERA QUINTANILLA (SECRETARIO)**, **Mg. Jorge Luis ORTEGA VARGAS (VOCAL)**, designados con Resolución de Decano N° 097-2019-FCI-UNH, de fecha 10 de junio del 2019 a fin de proceder con la sustentación y calificación de la tesis titulada: "RESPUESTA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES BAJO CONDICIONES DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADO EN QUINTANILLA PAMPA, ASCENSIÓN-HUANCAMELICA", presentado por los Bachilleres **Joel Edson OLARTE ROMERO** y **Waldir Alex URETA POMA**, para optar el **Título Profesional de Ingeniero Civil**; en presencia del **Ing. Carlos GASPAR PACO** como Asesor del presente trabajo de tesis. Finalizada la evaluación a horas 5:15 p.m., se invitó a los sustentantes y al público presente abandonar el recinto para luego pasar a la deliberación por parte de los Jurados, se llegó al siguiente resultado:

Joel Edson OLARTE ROMERO

APROBADO ☒ POR UNANIMIDAD.....

DESAPROBADO ☐

Waldir Alex URETA POMA

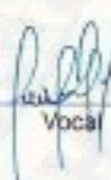
APROBADO ☒ POR UNANIMIDAD.....

DESAPROBADO ☐

En señal de conformidad, firmamos a continuación:


Presidente


Secretario


Vocal


Vº Bº Decano

Título

**“RESPUESTA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES BAJO
CONDICIONES DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADO EN
QUINTANILLA PAMPA, ASCENSIÓN – HUANCAMELICA”**

Tesistas

Bach. URETA POMA, Waldir Alex
Bach. OLARTE ROMERO, Joel Edson

Asesor

Ing. GASPAR PACO, CARLOS

Dedicatoria

A nuestros padres por apoyarnos en todo momento, por los principios y valores enseñados que encaminan nuestras vidas.

Los autores.

Agradecimiento

A nuestros padres y familiares por el apoyo constante, su confianza y sus consejos que ayudaron a cumplir nuestro objetivo.

A nuestro asesor por orientarnos y compartir sus conocimientos en la realización de la presente investigación.

Al Ingeniero Anderson Lincol Condori Paytan, por guiarnos y estar presto a responder nuestras consultas brindándonos parte de su tiempo.

A la Universidad Nacional de Huancavelica por formarnos como profesionales y brindarnos las herramientas necesarias para la realización de esta investigación.

También agradecer a amigos y a todas las personas que contribuyeron de alguna manera, brindando su aliento y motivándonos de esa forma a seguir adelante.

Índice

Título	iii
Tesistas	iv
Asesor	v
Dedicatoria	vi
Agradecimiento	vii
Índice	viii
Índice de tablas	xi
Índice de figuras	xii
Resumen	xiii
Abstract	xiv
Introducción	xv
CAPITULO I	16
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	16
1.1 Descripción del problema.	16
1.2 Formulación del problema.	17
1.2.1 Problema general.....	17
1.2.2 Problema específico	17
1.3 Objetivos.....	17
1.3.1 Objetivo general.....	17
1.3.2 Objetivos específicos.....	18
1.4 Justificación.....	18
1.5 Limitaciones	19
CAPITULO II	20
MARCO TEORICO	20
2.1 Antecedentes.....	20
2.1.1 Internacional.....	20
2.1.2 Nacional.....	23
2.1.3 Local.....	25
2.2 Bases teóricas sobre el tema de investigación.....	26
2.2.1 Tipos de Suelo.....	26
2.2.2 Parámetros de Resistencia.....	29

2.2.3	Consistencia del suelo.	32
2.2.4	Ensayos en el Laboratorio.	39
2.2.5	Tensión Superficial en Suelos.	42
2.2.6	Mecánica de Suelos Saturados.	47
2.2.7	Cimentaciones Superficiales.	52
2.2.8	Capacidad de carga admisible de las cimentaciones superficiales	56
2.2.9	Capacidad de carga admisible por corte	58
2.2.10	Efectos de nivel freático en la capacidad de carga admisible	67
2.2.11	Factor de seguridad	68
2.2.11	Asentamientos	69
2.3.	Bases conceptuales.	69
2.3.1	Análisis de cimentaciones superficiales por elementos finitos.	69
2.4.	Definición de términos.	70
2.4.1	Estructura del suelo:	70
2.4.2	Bufamiento:	70
2.4.3	Modelo Constitutivo:	70
2.4.4	Saturación:	70
2.4.5	Succión:	70
2.4.6	Dilatancia:	71
2.4.7	Esfuerzos totales:	71
2.5.	Hipótesis.	71
2.5.1	Hipótesis general.	71
2.5.2	Hipótesis específica.	71
2.6	Variables.	71
2.6.1	Variable Independiente.	71
2.6.2	Variable Dependiente.	71
2.7	Operacionalización de variables.	72
CAPITULO III		73
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN		73
3.1	Ámbito temporal y espacial	73
3.1.1	Ámbito temporal	73
3.1.1	Ámbito espacial	73
3.2	Tipo de investigación.	74

3.3 Nivel de investigación.	74
3.3.1 Método de investigación.	74
3.3.2 Diseño de investigación.	75
3.4 Población muestra y muestreo.	75
3.4.1 Población.	75
3.4.2 Muestra.	75
3.4.2 Muestreo.	75
3.5 Técnicas instrumentos de recolección de datos	76
3.5.1 Instrumentos.	76
3.5.2 Técnicas para recolección de datos	76
3.6 Técnicas y procesamiento de análisis de datos.	77
CAPITULO IV	78
PRESENTACIÓN DE RESULTADOS.	78
4.1 Análisis de información	78
4.2 Prueba de Hipótesis	104
4.3 Discusión de resultados	110
Conclusiones	112
Recomendaciones	113
Referencias Bibliográficas	114
ANEXOS	118

Índice de tablas

Tabla 1: Valores típicos de Gravedad específica de varios suelos.....	31
Tabla 2: Características de suelos según sus índices de plasticidad.	34
Tabla 3. Cantidades mínimas a ensayar según tamaño de partículas.....	35
Tabla 4. Numeración y abertura de tamices.	35
Tabla 5. Clases de permeabilidad de los suelos.	44
Tabla 6. Factores de capacidad de carga de acuerdo a Terzagui	60
Tabla 7. Operacionalización de Variables.....	72
Tabla 8: Ubicación de calicatas	79
Tabla 9: Densidad de los estratos de cada calicata estudiada.	79
Tabla 10: Contenido de humedad de la calicata N° 01.	80
Tabla 11: Contenido de humedad de la calicata N° 02.	80
Tabla 12: Contenido de humedad de la calicata N° 03.	81
Tabla 13: Límites de consistencia de la calicata N° 01.....	81
Tabla 14: Límites de consistencia de la calicata N° 02.....	82
Tabla 15: Límites de consistencia de la calicata N° 03.....	82
Tabla 16: Análisis Granulométrico de la calicata N° 01.	85
Tabla 17: Análisis Granulométrico de la calicata N° 02.....	86
Tabla 18: Análisis Granulométrico de la calicata N° 03.....	87
Tabla 19: Resumen del ensayo Triaxial	88
Tabla 20: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 01, caso I.....	89
Tabla 21: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 02, caso I.....	90
Tabla 22: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 03, caso I.....	90
Tabla 23: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 01, caso II.	91
Tabla 24: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 02, caso II.	92
Tabla 25: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 03, caso II.	92
Tabla 26: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 01, caso III.	93
Tabla 27: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 02, caso III.	94
Tabla 28: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 03, caso III.	94
Tabla 29: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 01, caso IV.....	95
Tabla 30: Capacidad carga admisible del suelo de la calicata 02, caso IV.....	96
Tabla 31: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 03, caso IV.....	96
Tabla 32: Resumen de Capacidad de carga admisible del suelo.....	97
Tabla 33: Reacciones que soporta la cimentación de la estructura presentada.....	99
Tabla 34: Datos para realizar el análisis en el SAS	104
Tabla 35: Descripción de la prueba de hipótesis.	109

Índice de figuras

<i>Figura 1: Representación de la estructura de suelo arcilloso.</i>	28
<i>Figura 2: Angulo de fricción interna del suelo y la falla de Mohr.</i>	30
<i>Figura 3: Curva Granulométrica de un Suelo</i>	37
<i>Figura 4: Interpretación de la curva granulométrica.</i>	38
<i>Figura 5: Tabla SUCS para suelos granulares.</i>	39
<i>Figura 6: Circulo de Mohr y la envolvente de Falla.</i>	41
<i>Figura 7: Relación entre la presión absoluta y la presión relativa a la atmósfera.</i>	42
<i>Figura 8: Fenómeno de tensión superficial en la interface aire – agua.</i>	43
<i>Figura 9: Coeficientes de permeabilidad K en cm/seg.</i>	45
<i>Figura 10: Estructura de los suelos parcialmente saturados.</i>	50
<i>Figura 11: Modelo de Buckingham, 1907 tomado de Alfaro Soto, 2008.</i>	51
<i>Figura 12: Zapata aislada</i>	54
<i>Figura 13: Zapatas corridas</i>	54
<i>Figura 14: Zapatas conectadas</i>	55
<i>Figura 15: Zapatas combinadas.</i>	55
<i>Figura 16: Losa de cimentación.</i>	56
<i>Figura 17: Formas de falla por capacidad portante. (Vesic, 1973)</i>	58
<i>Figura 18: Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida en grava.</i>	59
<i>Figura 19: Efecto del nivel freático, caso I.</i>	67
<i>Figura 20: Efecto del nivel freático, caso II</i>	68
<i>Figura 21: Cargas que se presentan en la cimentación superficial.</i>	68
<i>Figura 22: Ubicación del lugar donde se realizó la investigación.</i>	73
<i>Figura 23: Efecto del nivel freático, caso III</i>	93
<i>Figura 24: Modelamiento de la estructura considerada para esta investigación.</i>	98
<i>Figura 25: Deformación de la cimentación</i>	102
<i>Figura 26: Presiones de la cimentación</i>	103
<i>Figura 27: Punzonamiento de la cimentación.</i>	103
<i>Figura 28 : Resultado de ANOVA</i>	106
<i>Figura 29: Diagrama de caja y bigote de la $Q_{máx}$.</i>	107
<i>Figura 30: Medidas estadísticas básicas.</i>	108
<i>Figura 31: Test para posición $\mu_0=0$.</i>	108

Resumen

La presente investigación se realiza con el objetivo de determinar la influencia de las condiciones de suelo parcialmente saturado en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica, para ello se consideró cuatro casos en donde el nivel freático varia con respecto a la ubicación de la cimentación superficial. Para lo cual se opta por la investigación aplicada, nivel de investigación explicativo.

Se realizaron tres calicatas en la zona de estudio, extrayendo dos muestras por calicatas de los dos últimos estratos, obteniendo los parámetros geotécnicos y de esa manera calcular la capacidad portante para cada una de las calicatas, en donde los valores se obtenidos se encuentran de 0.8 kg/cm² hasta los 3.00 kg/cm², para posteriormente evaluar los resultados obtenidos en los cuatro casos con respecto al nivel freático que se está planteado.

Nuestro objeto de estudio fue validado por los estadísticos “t” de student y la prueba de tratamientos se realizó con el ANOVA de una sola variable, con el “F” de Fisher analizamos 4 tratamientos por cada uno de los 4 casos de cimentación, lo cual un tratamiento se compone de 6 cargas ultimas, 2 por cada calicata, haciendo un total de 24 cargas ultimas para cada diferente desplante de cimentación, al realizar la prueba de hipótesis por estos dos estadísticos, se rechazó la hipótesis nula, y se consideró la hipótesis alterna.

De acuerdo a los resultados obtenidos se concluye que las condiciones de suelo parcialmente saturado influyen en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica.

Palabras clave: carga última admisible, nivel freático, parámetros geotécnicos, suelo parcialmente saturado, cimentación superficial.

Abstract

The present investigation is carried out with the objective of determining the influence of saturated soil conditions on the response of surface foundations in Quintanilla Pampa, Ascension - Huancavelica, for this purpose four cases are considered where the water table varies with respect to the location of shallow foundation for which opted for applied research, level of explanatory research.

Three calicatas in the study area were analyzed, extracting two samples per calicatas of the last two strata, obtaining the geotechnical parameters and thus calculating the bearing capacity for each of the calicatas, where the values are found are 0.8 kg / cm² up to 3.00 kg / cm², to subsequently evaluate the results obtained in the four cases with respect to the water table that is being raised.

Our study object was validated by the student “t” statistics and the treatment test was performed with the single variable ANOVA, with Fisher's “F” analyzing 4 treatments for each of the 4 foundation cases, which one treatment consists of 6 last loads, 2 for each calicata, making a total of 24 last loads for each different foundation offset, when carrying out the hypothesis test for these two statistics, the null hypothesis was rejected, and the alternate hypothesis

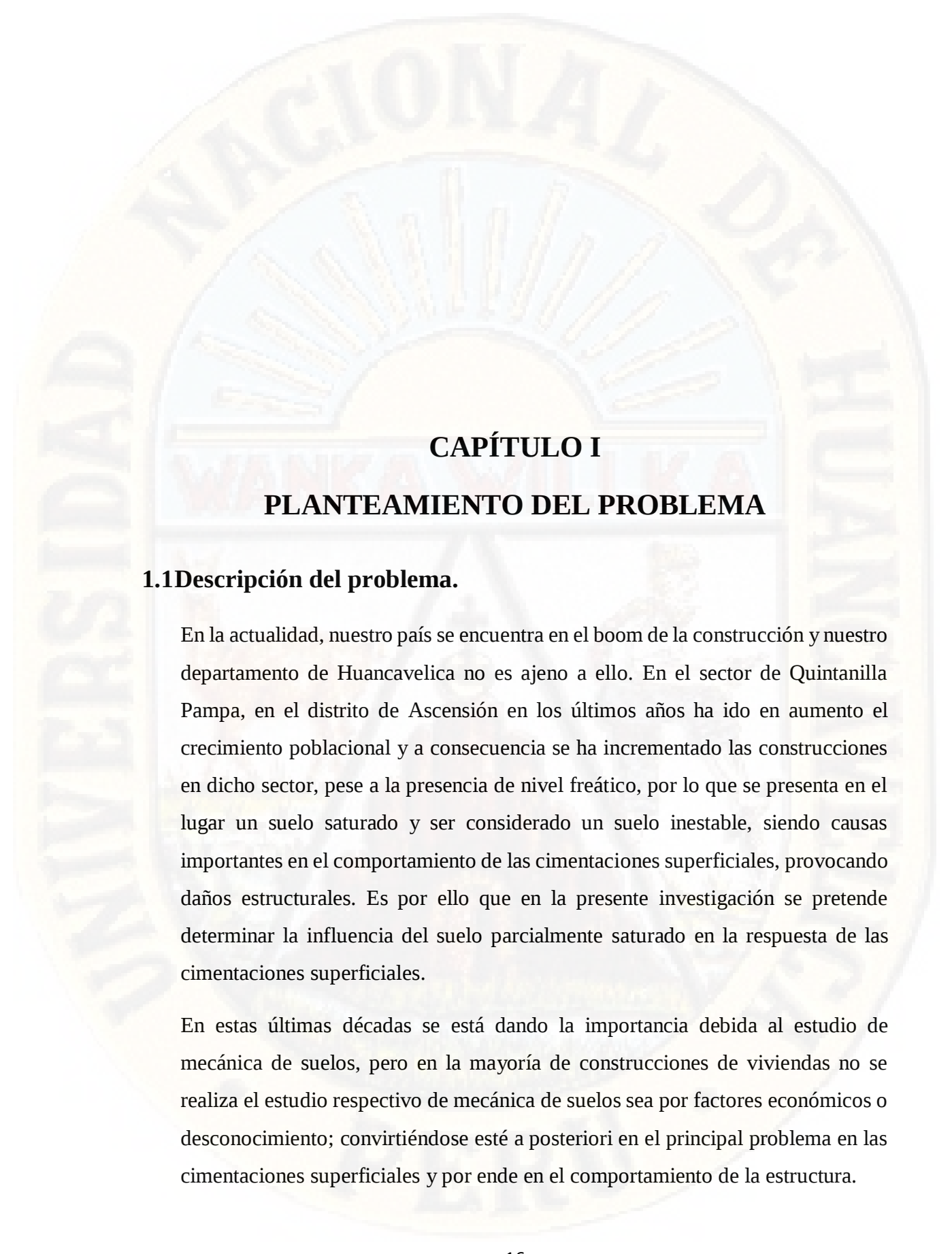
According to the specific results, it is concluded that particularly saturated soil conditions influence the response of surface foundations in Quintanilla Pampa, Ascension - Huancavelica.

Keywords; last permissible load, water table, geotechnical parameters, partially saturated soil, surface foundation.

Introducción

En todo proyecto de construcción, las cimentaciones superficiales juegan un papel importante, imprescindible e indispensable en el trabajo complejo de la estructura, por lo que soportan grandes cargas, encargándose de que la edificación tenga un comportamiento estable, ante posibles eventos que pudiera ocurrir. En toda estructura en su cimentación el agua es un factor importante que se debe tener en cuenta, debido a los daños que podría causarles si no tienen un correcto control para la vida útil de la estructura, en suelos parcialmente saturados, ocasionando disminución de la capacidad portante de los suelos, se encuentra pocas investigaciones de este tema al respecto, ya que realmente se debería considerar el peso específico sumergido en dicha situación que se requiera.

El nivel freático alto en cimentaciones es un factor importante a tener presente, ya que ello ocasiona la disminución de la capacidad portante de los suelos. Se analizó cuatro casos en el cual las cimentaciones superficiales tienen diferentes respuestas, de tal manera el peso específico seco y el peso específico efectivo del suelo influyen en la determinación de la carga ultima, como sabemos la altura del nivel freático es un factor importante, ya que con ello el desplante mínimo son aspectos importantes para nuestro objeto de estudio, vimos el primer caso el cual es $0 \leq D_w \leq D_f$, este caso representa cuando el nivel del desplante va ser mayor que el nivel del agua entonces la capacidad de carga ultima disminuye para este caso, el segundo caso el cual es $0 \leq (D_w - D_f) \leq B$, este caso el desplante es menor que el nivel del agua y existe una distancia que es de la base de la zapata hasta el nivel del agua, eso influye moderadamente, lo cual la capacidad de carga ultima se conserva, ya que el nivel de agua esta alejado al bulbo de presiones, y el tercer caso tenemos, $D_w = D_f$, para este caso el nivel del agua es igual al desplante, no alterando demasiado la capacidad de carga ultima, ya que el peso especifico sera igual que el efectivo, sin embargo el bulbo de presiones son repartidos homogeneamente en suelo saturado y en suelo seco, es un buen estado para cimentar como tambien podriamos definir la geometria y dar alternativas de mejorar cimentaciones.



CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción del problema.

En la actualidad, nuestro país se encuentra en el boom de la construcción y nuestro departamento de Huancavelica no es ajeno a ello. En el sector de Quintanilla Pampa, en el distrito de Ascensión en los últimos años ha ido en aumento el crecimiento poblacional y a consecuencia se ha incrementado las construcciones en dicho sector, pese a la presencia de nivel freático, por lo que se presenta en el lugar un suelo saturado y ser considerado un suelo inestable, siendo causas importantes en el comportamiento de las cimentaciones superficiales, provocando daños estructurales. Es por ello que en la presente investigación se pretende determinar la influencia del suelo parcialmente saturado en la respuesta de las cimentaciones superficiales.

En estas últimas décadas se está dando la importancia debida al estudio de mecánica de suelos, pero en la mayoría de construcciones de viviendas no se realiza el estudio respectivo de mecánica de suelos sea por factores económicos o desconocimiento; convirtiéndose esté a posteriori en el principal problema en las cimentaciones superficiales y por ende en el comportamiento de la estructura.

Para construir estructuras que no presenten problemas a poco tiempo de haberlas terminado de ejecutar, en el sector de Quintanilla Pampa, es necesario contar con conocimientos acerca del tipo de suelo que se presenta en dicho lugar, el cual nos brindara parámetros de resistencia como el ángulo de fricción, la cohesión del suelo y el peso unitario del mismo, que nos permitirá determinar la capacidad de carga admisible para diseñar y construir adecuadamente las cimentaciones superficiales, que no cause ningún inconveniente de rotura o deformación excesiva del suelo que afecte el adecuado funcionamiento de una estructura.

1.2 Formulación del problema.

1.2.1 Problema general

- ¿De qué manera las condiciones de suelo parcialmente saturado influyen en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica?

1.2.2 Problema específico

- ¿De qué manera influye la altura de nivel freático (D_w) en el peso unitario del suelo (γ) en la respuesta de cimentaciones superficiales bajo condiciones de suelo parcialmente saturado en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica?
- ¿De qué manera influye altura de nivel freático (D_w) en la respuesta de cimentaciones superficiales bajo condiciones de suelo saturado en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica?

1.3 Objetivos.

1.3.1 Objetivo general.

- Determinar la influencia de las condiciones de suelo parcialmente saturado en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica.

1.3.2 Objetivos específicos.

- Determinar la influencia de la Altura de nivel freático (D_w) en el peso unitario del suelo (γ) en la respuesta de cimentaciones superficiales bajo condiciones de suelos parcialmente saturado en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica.
- Determinar la influencia de la Altura de nivel freático (D_w) en la respuesta de cimentaciones superficiales bajo condiciones de suelos parcialmente saturado en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica.

1.4 Justificación.

Tenemos que tener en cuenta que la variación de la capacidad portante en cimentaciones superficiales bajo condiciones de suelo saturado con nivel freático alto a profundidad moderada nos permita determinar, comprender el comportamiento y su incidencia, como también analizar la capacidad y criterios de diseño a ser considerado.

Ya conociendo distintos métodos de diseño de cimentaciones superficiales como profesionales evaluaremos cómo se comporta en suelos saturados, teniendo en cuenta primordialmente la profundidad de cimentación, también la geometría de la fundación que se estimara, los asentamientos son fundamentales para analizar y por último la incidencia del nivel freático alto, considerando suelo parcialmente saturado.

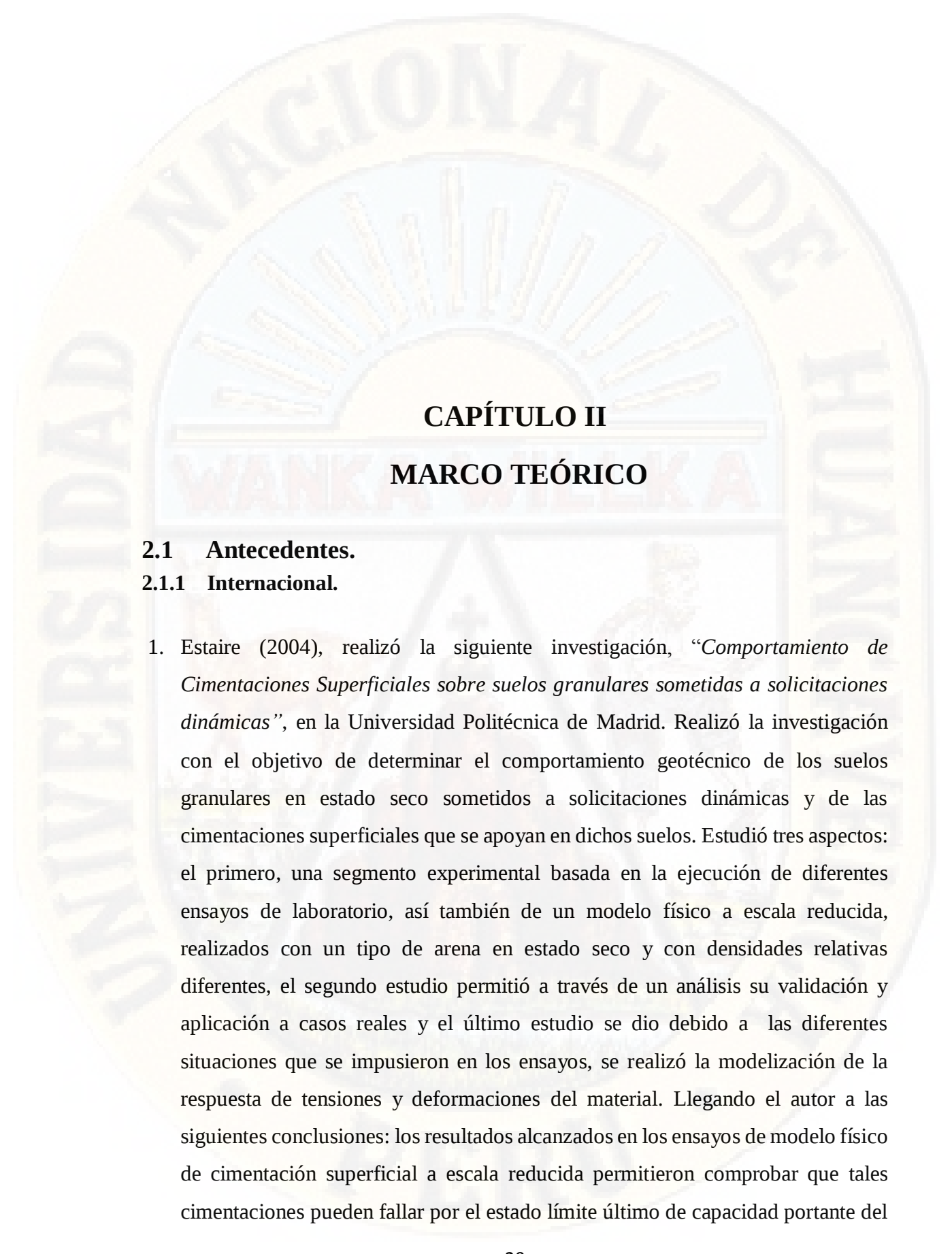
Debido a tener el crecimiento acelerado de la población huancavelicana, buscando asentamientos y linderos para poder habitarlo, buscan asentarse en zonas sin tener conocimientos de estudios previos, al no tener en cuenta la presencia de niveles de freáticos altos en el subsuelo no toman en cuenta medidas de seguridad ante los posibles asentamientos que podrían originarse al construir una infraestructura, ya que existen los estudios demasiados precarios para cimentaciones superficiales por parte de instituciones responsables de otorgar las habilitaciones.

Tenemos como referencia la investigación a la zona de Quintanilla Pampa-Ascensión del departamento de Huancavelica, el estudio de capacidad portante de suelo bajo condiciones de suelo saturado o con nivel freático alto, es posible a tener en consideración para tener un adecuado control de futuras construcciones de viviendas en dicho sector.

1.5 Limitaciones

El presente trabajo de investigación fue realizado en el sector de Quintanilla Pampa, distrito de Ascensión – provincia de Huancavelica departamento de Huancavelica, si bien los resultados obtenidos corresponden al sector de estudio debido a las características particulares del lugar, también la presente investigación puede tomarse como referencia y emplearse en otros lugares, además de servir como antecedentes para futuras investigaciones.

- Una limitación en nuestra investigación fue disponibilidad del laboratorio, ya que se pretendía realizar el ensayo triaxial consolidado drenado, el cual nos podría haber brindados resultados más adecuados debido a la característica del suelo del lugar, pero debido a la particularidad y el tiempo que conlleva realizarlo se optó por otro ensayo.



CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes.

2.1.1 Internacional.

1. Estaire (2004), realizó la siguiente investigación, “*Comportamiento de Cimentaciones Superficiales sobre suelos granulares sometidas a solicitaciones dinámicas*”, en la Universidad Politécnica de Madrid. Realizó la investigación con el objetivo de determinar el comportamiento geotécnico de los suelos granulares en estado seco sometidos a solicitaciones dinámicas y de las cimentaciones superficiales que se apoyan en dichos suelos. Estudió tres aspectos: el primero, una segmento experimental basada en la ejecución de diferentes ensayos de laboratorio, así también de un modelo físico a escala reducida, realizados con un tipo de arena en estado seco y con densidades relativas diferentes, el segundo estudio permitió a través de un análisis su validación y aplicación a casos reales y el último estudio se dio debido a las diferentes situaciones que se impusieron en los ensayos, se realizó la modelización de la respuesta de tensiones y deformaciones del material. Llegando el autor a las siguientes conclusiones: los resultados alcanzados en los ensayos de modelo físico de cimentación superficial a escala reducida permitieron comprobar que tales cimentaciones pueden fallar por el estado límite último de capacidad portante del

terreno de cimentación. Estos ensayos también muestran que se deben tener en consideración los estados límite de servicio. También los resultados alcanzados en el modelo físico el cual se realizó para diferentes cimentaciones permitieron analizar la capacidad de carga del terreno de apoyo, el cual se encontraba sometido a solicitaciones dinámicas. En cuanto al análisis de los resultados experimentales alcanzados, de los ensayos de corte simple permitieron confirmar y verificar ciertas pautas básicas del comportamiento de los suelos granulares sometidas a solicitaciones dinámicas.

2. Domínguez (2014), en la investigación titulada: “Capacidad de carga en suelos parcialmente saturados. Modelación computarizada 3D “. Tesis para optar el grado de Maestro en Ing. Civil, quien llegó a las siguientes conclusiones: se comprobó la capacidad del M3D propuesto para representar los suelos analizados y sus condiciones de trabajo al obtener resultados cercanos a los esperados con porcentajes de diferencia menores del 5%. Se comprobó la influencia de succión en el comportamiento mecánico de los suelos cohesivos puros y C- Φ predominantemente cohesivos, observándose aumentos significativos de la capacidad de carga dados por las modificaciones en los parámetros de resistencia al corte. Para suelos C puros, la succión inicial es la responsable de los mayores incrementos de la capacidad de carga, observándose aumentos de hasta 6 veces el valor inicial. En los suelos cohesivos puros es mucho más notable la influencia de la succión, observándose que los efectos de esta se hacen más significativos a medida que la cohesión del suelo es mayor. Mientras, en los suelos C- Φ predominantemente cohesivos, los incrementos de capacidad de carga suceden de forma más lineal lenta observándose los mayores a medida que la succión aumenta. La presencia de tres fases (líquida, gaseosa y sólida) en el suelo conduce a la aparición de nuevos estados tensionales que deben ser considerados en la metodología de diseño. La succión, como estado tensional conduce a incrementos de la capacidad resistente del suelo. Para los suelos C- Φ , predominantemente cohesivos, la capacidad de carga se incrementa de forma prácticamente lineal a medida que aumenta la succión, observándose una ley de crecimiento

completamente diferente a la de los suelos C puros. El campo de la Mecánica de Suelos no Saturados es Cuba ha sido poco explotado, sin embargo, investigaciones simples como ésta demuestran que el futuro de la rama es prometedor y que su aplicabilidad a las condiciones cubanas es posible.

3. Ballina, Mijangos (2006), en la investigación titulada: “Suelos Expansivos “. Tesis para optar el grado de Maestro en Ingeniería Civil, quien llego a las siguientes conclusiones: Los suelos potencialmente expansivos han demostrado ser un problema a nivel mundial, debido a las pérdidas económicas que provocan y a que pueden ser encontrados en casi cualquier parte del mundo, abundando en los lugares donde la evapotranspiración anual exceda a la precipitación. El principal problema que se tiene con los suelos expansivos es que sus mayores afectaciones están asociadas a estructuras pequeñas, las cuales usualmente no justifican investigaciones exhaustivas y soluciones efectivas. Así, muchas de las pérdidas económicas que provocan podrían ser evitadas reconociendo el problema a tiempo e incorporando medidas preventivas apropiadas en el diseño, construcción y mantenimiento de las estructuras. Se sabe que al construir una estructura sobre un suelo expansivo se eliminan sus fuerzas de evaporación, lo que provoca la expansión del suelo. Si bien las arcillas se expanden o contraen en respuesta a los cambios de las fuerzas que actúan sobre sus partículas, todo apunta a que la succión osmótica es la principal responsable del mecanismo de expansión de los suelos. Para que un suelo sea expansivo, debe contener un mineral arcilloso que manifieste cambios de volumen al ser sometido a cambios en su contenido de humedad, y este debe estar en condiciones de secado durante por lo menos parte de los ciclos estacionales. Por tanto, la profundidad máxima de fluctuación en el contenido de humedad del suelo (zona activa) define su zona potencial de expansión. Los estudios geotécnicos prácticos tienen un costo muy elevado, a tal grado que los propietarios tienden a considerar que sus costos sobrepasan a los riesgos que se pueden tomar. Además, debido a que los riesgos que se toman usualmente no ponen en peligro vidas humanas, las agencias del gobierno le han dado poca atención al problema. Usualmente las correlaciones entre el potencial

de expansión de los suelos y sus pruebas más comunes son muy útiles para identificar la presencia de suelos expansivos (en casi todas ellas se puede observar que los suelos con límites líquidos mayores a 40 e índices plásticos mayores a 15, son considerados como potencialmente expansivos).

2.1.2 Nacional.

- a. Laura (2016), en la investigación titulada: *“Evaluación de la capacidad predictiva de los métodos de estimación del comportamiento mecánico de los suelos lacustres de la bahía de Puno, para cimentaciones superficiales”*. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, quien llegó a las siguientes conclusiones: Que la capacidad de carga admisible tiene valores altos distintos, influenciados por los factores de corrección de forma, profundidad e inclinación de cada método, para zapatas de pequeñas dimensiones menores a 1.50m reduciéndose hasta aproximadamente de 1.00 m. Se determinaron las cargas permisibles y por tanto el número de pisos que puede tener una edificación a construirse en la zona: 1 piso para edificaciones soportadas por zapatas cuadradas de 1.00 m y hasta 2 pisos para las soportadas por zapatas de 1.50 m. La determinación de la capacidad portante de los suelos debe efectuarse teniendo información previa a cerca de la distribución de puntos de apoyo y cargas que la estructura necesita que el suelo soporte y algunas posibles condiciones especiales. Se recomienda que no debe aplicarse atrevidamente una capacidad portante recomendada en un estudio de suelos, está debe de verificarse si se realizó para las condiciones y dimensiones que serán utilizados para su ejecución. De acuerdo a los ensayos experimentales, muestra que para suelos finos la capacidad portante admisible del suelo no puede estar sujeta al análisis por resistencia del suelo, pero se considera tomar el criterio de deformación máxima permitida para el suelo, en consecuencia, el método endometrio es el más confiable.
- b. Berrocal (2013), realizó la siguiente investigación: *”Métodos Analíticos y Numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su*

interacción con el suelo”, en la Universidad Nacional de Ingeniería; quien evidencia las limitaciones con que se cuenta para conocer la mecánica de interacción, esfuerzos de contacto y desplazamientos en dos componentes de propiedades diferentes que se requiere para el diseño; también menciona que los procedimientos analíticos son los menos difundidos y de poca o nula participación en nuestro medio. El autor llegó a las siguientes conclusiones: Por ser tan importante la cimentación, está obligada a cumplir con ciertos parámetros de presión, geométricos, de conformación que dependen de las características del suelo y de las cargas interpuestas. De acuerdo a ello el diseño de una cimentación se debe realizar con estudios adecuados y se debe seguir una metodología de cálculo que evalúa desde su forma hasta la profundidad de desplante. Ha observado correspondencia entre los resultados que proporcionan los métodos analíticos y numéricos de manera general; pero concluye que el tratamiento del primero es más engorroso y laborioso. Ortiz, (2017), realizó la siguiente investigación: “Influencia del nivel Freático en la Determinación de Capacidad Portante de Suelos, en Cimentaciones Superficiales, Distrito de Pilcomayo en 2017”, de la Universidad Nacional del Centro del Perú, quien obtuvo el título profesional de Ing. Civil, llegó a las siguientes conclusiones: La precipitación pluvial tiene una influencia directa, registrada en el periodo de diciembre a febrero, ha generado un ascenso del nivel freático de -1.60 a -1.40 a razón de $0.0028 \text{ m/día} \pm 0.0002 \text{ m/día.}$, depende mucho de la condición textural, porosidad de cada horizonte de suelo (capacidad de contener agua). Además, el descenso de la precipitación empezó a partir del mes de marzo, y con ello también el descenso de la Napa Freática a partir de -1.40 m a -2.00 m. La velocidad de infiltración registrada fue de $0.38 \text{ cm/min} \pm 0.04 \text{ cm/min}$, que corresponde a terrenos de rápida infiltración. El coeficiente de permeabilidad hallada es de $10\text{E-}3$ (0.003) cm/seg. $\pm 0.0001 \text{ cm/seg}$, que corresponde a suelos de buena permeabilidad. Estas infiltraciones generan un ascenso, alcanzando un promedio de $0.0028 \text{ m/día} \pm 0.0002 \text{ m/día.}$ Para las profundidades de fundación encontradas que varían desde 0.80 m a 1.20 m y cotas del nivel freático de -2.00 m hasta -1.40 m, para la velocidad indicada en 72 días el nivel freático estaría por encima del crítico de

fundación alterando considerablemente el peso específico del suelo y con ello la capacidad admisible. El tipo de suelo presente es grava bien graduada con arena (GW) de manera homogénea en todo el estrato, que es un suelo granular. los suelos con buena permeabilidad son los suelos grava arenosos. Para suelos granulares corresponde una infiltración rápida. Por ende, los suelos granulares poseen menor capacidad de retención de líquidos. Los pesos unitarios registrados del suelo varían antes de nivel freático fue de $1.80 \text{ gr/cm}^3 \pm 0.02 \text{ gr/cm}^3$ y después del nivel freático fue de $1.84 \text{ gr/cm}^3 \pm 0.01 \text{ gr/cm}^3$. Debido a la variación de los pesos específicos del suelo, la capacidad portante varía, ya sea con peso específico saturado, peso específico del agua, con presencia del agua tiene mucha influencia en la capacidad portante de los suelos.

2.1.3 Local.

- a. Martínez (2012), realizó la siguiente investigación: “Microzonificación de Suelos en el Sector Quintanilla Pampa – Distrito de Ascensión Departamento de Huancavelica”, de la Universidad Nacional de Huancavelica, quien obtuvo el título profesional de Ing. Civil, llegó a las siguientes conclusiones: Se ha logrado Micro zonificar el Sector Quintanilla Pampa del Distrito de Ascensión, Provincia y Región de Huancavelica en cuatro zonas, en base a la identificación de las propiedades y características Físico – Mecánicas de Suelos. La zona II es la que presenta las condiciones más críticas ya que presenta suelos arenosos, altamente orgánicos (turba) de niveles freáticos altos por lo que provocaría licuefacción de suelos y asentamientos diferenciales. Esta zona no es recomendable para realizar cimentaciones comunes por lo que ofrece baja resistencia al corte, debiéndose realizar cimentaciones especiales como: (Vigas, plateas o losas de cimentación, pilotes, etc.) para las futuras edificaciones.

2.2. Bases teóricas sobre el tema de investigación.

2.2.1 Tipos de Suelo.

La norma E.050 de suelos y cimentaciones está representado por múltiples tipos de suelo, se caracterizan por diferentes ensayos que se realizan in situ, influyendo netamente como material en la infiltración de suelos. (Rodríguez, 2016).

Según Rodríguez (2016), Solo existen dos tipos de sistemas para clasificar a los suelos uno es la distribución granulométrica, y el otro es teniendo en cuenta la plasticidad, solo estos dos aspectos tomamos como referencia en la ingeniería.

Los cuales son: La American Association of State Highway Officials (AASHTO) Y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). De estos, en los Estados Unidos el sistema AASHTO es utilizado principalmente por los departamentos de carreteras estatales, mientras que el SUCS es normalmente utilizado por los ingenieros geotécnicos. (Das, 2013).

Analizamos el comportamiento del suelo que se someterá al contacto de la infraestructura a construir afectando directamente el diseño de cimentaciones superficiales, ya que podríamos encontrar diferentes tipos de suelo como (cohesivo, granular, granular con finos, de alta o baja plasticidad). (Rodríguez, 2016).

2.2.1.1 Suelos Saturados.

Suelo caracterizado por tener nivel freático alto, esto es debido a donde está ubicado en el relieve terrestre, ya sea en acuíferos, manantes, cuencas pequeñas y medianas, entre otros. (Collazo, 2012).

Los esfuerzos efectivos en suelos saturados son menores a comparación de los esfuerzos en suelos no saturados debido a la succión que es producido por el agua, interactuante del suelo y el agua, se da esfuerzos totales en cada partícula de masa permitiendo que el agua y su molécula actúen directamente en su esfuerzo de corte y falla del suelo. (Peck, 1973).

2.2.1.2 Suelo Cohesivo Arcilla.

La cohesión es su característica principal, debido a que esta propiedad solo la poseen las arcillas y los limos, lo único que los diferencia a estos dos son su plasticidad que cada uno posee, estos suelos cohesivos son bajos en permeabilidad obstruyendo sus poros por el cual ingresa el agua, como también poseen la característica de alta compresibilidad. (Collazo, 2012).

Poseen partículas minerales muy finas microscópicas, son derivados de la descomposición química de rocas y suelos por la erosión meteorológica. (Terzaghi y Peck, 1978)

Al estar seco se forma como una masa isotrópica, es impermeable a flujos de alto potencial de hidrogeno, los depósitos como también las presas tienen en su núcleo arcilla, que los vuelve netamente impermeable ante todo material. Los tamaños relativos y cantidades de granos sueltos en suelos determinan el grado de cohesión. Si más del 50% de un material constituye el 0.002 mm y menores es llamado arcilla, cuando el 80% a 90% del material del depósito es menor que la malla N° 200(0.075mm), una pequeña cantidad, 5% a 10% de arcilla puede dar al suelo el nombre de cohesivo. En la realidad no existe arcilla pura, debido a que contiene limos, arena fina, suelo orgánico, coloides o polvos de rocas. (< 0.001 mm). (Bowles, 1979).

Los materiales cohesivos requieren conocimientos de las fuerzas interparticulares y su comportamiento en el medio, también de su geometría ionizada, así es que no podemos medir las fuerzas de atracción y repulsión entre partículas en una arcilla, por el cual la estructura de una arcilla debería tenerse en cuenta las fuerzas de los electrones y protones de cada partícula de arcilla, originándose de estos tres tipos de cargas eléctricas: (Bowles, 1979).

1. **Enlace iónico:** enlace debido a una deficiencia de electrones en las capas exteriores de los átomos que componen las unidades básicas del suelo.
2. **Enlace de Van der Waals:** enlaces debidos a alteraciones en el número de electrones en cualquier instante a un lado del núcleo atómico.

3. **Otros:** incluye enlaces de hidrogeno y la atracción gravitacional entre dos cuerpos.

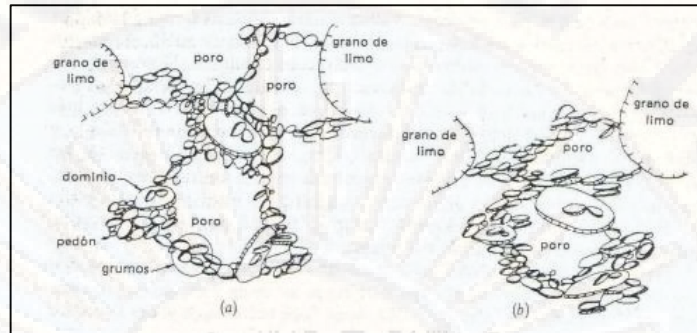


Figura 1: Representación de la estructura de suelo arcilloso.

- a) Sedimento poroso, floculado, entremezclado con granos de limo.
b) Sedimento después de haber sido sometido a sobrecarga y otras tensiones que han producido una reorientación de los dominios, grumos y terrones en un estado más paralelo de material. (Bowles, 1979).

2.2.1.3 Suelo Orgánico.

Orgánico como también denominado material que puede degradarse en la intemperie, contiene turba y lodo (barro o fango). Sedimento en llanuras inundadas. (Hartlen y Wolski, 1996).

Montón de restos de vegetales parcialmente descompuestos y desintegrándose ya fosilizándose bajo condiciones de la intemperie y alto contenido de agua (Bell, 1978).

Generalmente caracterizados por cubrir primeros metros de cualquier superficie, tienen baja capacidad portante, alta compresibilidad, alta impermeabilidad. Es malo para cimentaciones de infraestructuras. (Collazo, et al., 2012).

Material orgánico en suelos para cimentar es inapropiado, causando alta plasticidad, alta contracción, alta compresibilidad, y baja resistencia, entre estos materiales tenemos: la turba, el cieno, suelo vegetal. (Mitchell, 1976).

2.2.1.4 Suelos Granulares.

Carecen de cohesión, magníficos en capacidad portante, tienen elevada permeabilidad así evacuan rápidamente el agua teniendo cargas actuantes, son buenos en drenar el agua lo cual son equitativos en partículas actuantes con el volumen de huecos y porosidad del suelo, encontrándose en esta familia a las gravas y arenas. Determinándolos realizando la correcta granulometría, se estudia mecánicamente la resistencia a través del Angulo de fricción interna del suelo, como también su módulo de compresibilidad. (Collazo, et al., 2012).

2.2.1.5 Relleno.

Denominados materiales artificiales, mas no naturales ya que `provienen de los desechos de material excedente, de construcciones de infraestructuras, demoliciones, etc. Presenta baja fiabilidad, que quiere decir no se compactan como debe ser al ser depositados nada más, presenta mala respuesta mecánica ya que al no compactarse correctamente se da los altos índices de compresibilidad y aparición de asientos excesivos e impredecibles. (Bañón Blazquez, et al., 2012, p. 2-5).

2.2.2 Parámetros de Resistencia.

Los parámetros de resistencia al corte como la fricción, cohesión y peso específico se ven afectados por diversos factores, como propiedades de las partículas (dureza, forma, rugosidad, nivel de rotura), propiedades de la muestra de ensayo (densidad, tamaño de las partículas, granulometría, fábrica) y nivel de tensiones. Estos factores y sus efectos son analizados a continuación ya que juegan un papel importante en las cimentaciones. (Das, 2013).

2.2.2.1 Ángulo de Fricción Interna del suelo.

Realizado en una prueba de corte directo, teniendo algunas limitaciones. En esta prueba el suelo no podría fallar debido a que posee un plano débil. En el eje de esfuerzos, pero es indiscutible que falle a lo largo del plano más débil de división e caja de corte. La distribución de falla de corte nunca será uniforme,

este ensayo es el más simple para obtener los esfuerzos y deformaciones para suelos arenosos o saturados. Es necesario determinar el Angulo de fricción interna del suelo para erradicar los problemas de cimentación de infraestructuras. (Das, 2013).

Representación matemática del coeficiente de rozamiento en el plano de falla, el cual es un concepto básico de la física: Coeficiente de rozamiento = $\tan \Phi$ ” (Rosales, 2007, pág. 2).

La compacidad relativa de las probetas de suelo ensayados de la fricción interna del suelo granulares secos, gravas y arenas determinan la variación del mismo Angulo según su compacidad relativa en arena uniforme, así como en arena graduada. (Terzaghi y Peck, 1973)

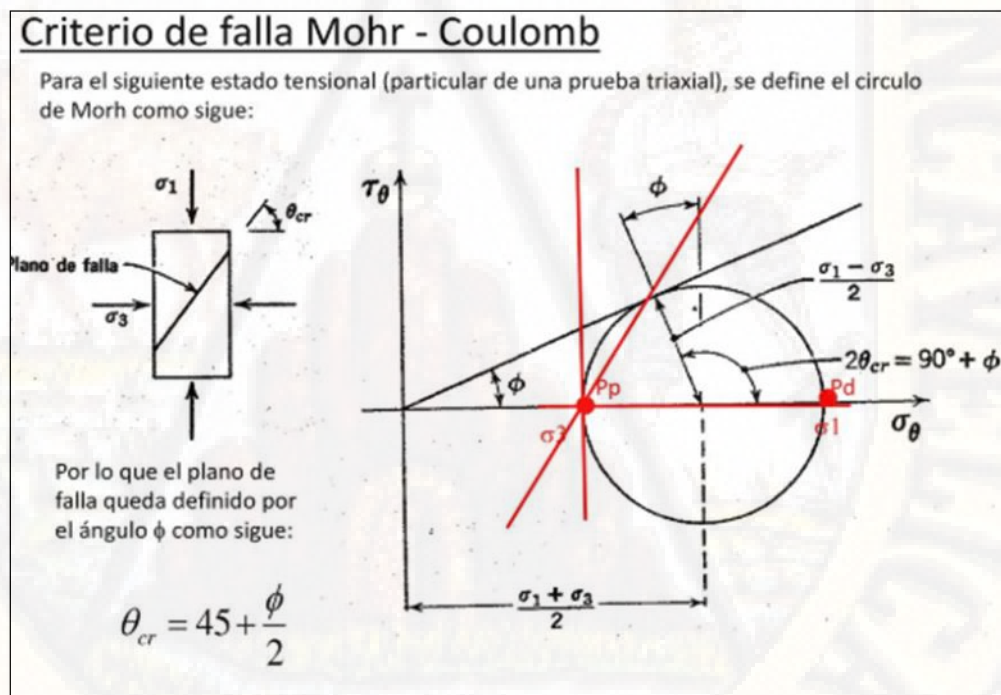


Figura 2: Angulo de fricción interna del suelo y la falla de Mohr.
Fuente. (Djoenaidi, 1985).

2.2.2.2 Cohesión de Suelo.

Es la fortaleza, firmeza o resistencia al corte de un suelo cuando no se presenta de algún esfuerzo a compresión actuante sobre ello, los suelos granulares limpios asumen una cohesión nula totalmente. (Segovia, 2012).

Capacidad de partículas del suelo de mantener unidos, dichas partículas poseen las fuerzas de atracción y depende de alto contenido de humedad. (Segovia, 2012).

Es la Compacidad del material. Del grosor de los granos y de su granulometría. De la forma y rugosidad de los granos. Influencia al ángulo de fricción según las características, estados y granulometría del suelo de estudio. (Pachacama, 2015).

2.2.2.3 Peso Unitario del suelo.

Es el cociente entre el peso de las partículas sólidas y el volumen de partículas sólidas.

Tabla 1: Valores típicos de Gravedad específica de varios suelos.

	Tipo de Suelo	Gravedad específica (Gs)
Inorgánico	Grava	2,65
	Arena gruesa a media	2,65
	Arena fina (Limosa)	2,65
	Polvo de piedra, Limo arenoso	2,67
Inorgánico	Arena algo arenosa	2,65
	Limo arenoso	2,66
	Limo	2,67 – 2.70
	Arena arcillosa	2,67
	Limo arcillo arenoso	2,67
	Arcillas arenosa	2,70
	Arcilla limosa	2,75
	Arcilla	2,72 – 2,80
Orgánico	Limos con trazos de materia orgánica	2,30
	Lodos aluviales orgánicos	2,13 – 2,60
	Turba	1,50 – 2,15

Fuente. (Djoenaidi, 1985)

2.2.3 Consistencia del suelo.

Desarrollado por Albert Mauritz Atterberg en 1900. Describe la consistencia de los suelos de grano fino con diferentes contenidos de humedad, si es muy bajo su comportamiento es sólido quebradizo, y si es muy alto el contenido de humedad el suelo y el agua fluyen como líquido. Dividiéndose en cuatro estados básicos: sólido, semisólido, plástico y líquido. (DAS, 2013).

2.2.3.1 Densidad en suelos.

Es la relación entre la masa y el volumen de un suelo, obteniéndose en dos formas la densidad real en suelos (D_r) (conceptuado como el peso de las partículas sólidas del suelo relacionado con el volumen que ocupan, sin involucrar los espacios que ocupan los poros en dicho volumen) y la densidad aparente (D_a) (es la densidad del suelo que se determina incluyendo el espacio ocupado por los poros al calcular el volumen de los suelos, generalmente la densidad aparente varía de 1.0 a 1.7 g/cm³). (Meléndez, 2012).

2.2.3.2 Humedad Natural.

Es la relación en porcentaje (%) del peso del agua del espécimen, al peso de los sólidos. Nuestro problema es ¿cuál es el peso del agua? A este síntoma debemos señalar diversas formas de agua en el suelo, ya que se diferencian todas a la hora de saturarse y también el tiempo de secado en cada material. (Escobar, 2002, pág. 15).

2.2.3.3 Límites de Atterberg.

Mide el efecto de plasticidad en los ensayos del laboratorio, es el índice de trabajabilidad, los límites determinados son de gran importancia práctica, permitiendo cuantificar la consistencia y su variación del mismo en suelos finos en base a su saturación, la variación se da al contenido de partículas coloidales y el tipo de coloides. (Tamez, 2001).

2.2.3.4 Límite Líquido.

Está basado en la NTP 339.129 o (ASTM D4318). Definido como el contenido de humedad, en donde una masa del suelo colocado en un recipiente (aparato de Casagrande), se separa con una herramienta (ranurador), se deja caer desde una altura de 1 cm, y sufre el cierre de esa ranura en 1 cm, después de 25 golpes de la cuchara contra una base de caucho dura.

En el laboratorio se realizarán los siguientes cálculos:

- Determinar la humedad de cada prueba de acuerdo al procedimiento de ensayo de humedad.
- Desarrollar un gráfico semi-logarítmico, donde la humedad la ordenada (escala natural) y el número de golpes (N), la abscisa. Se construye una recta llamada curva de flujo con la abscisa en 25 golpes, esto para obtener el límite líquido.

2.2.3.5 Limite plástico.

Se siguen los procedimientos dados por la NTP 339.129 o ASTM D4318, definido como el contenido de humedad del suelo al cual un cilindro de este rompe o resquebraja al amasado presentando un diámetro de aproximadamente de 3 mm. La muestra necesaria es deberá tener un peso aproximado de 20 gr y pasar por malla N°40. Se pueden hacer tres determinaciones que no difieran entre sí en más de 2%.

Cálculos que se realizaran en el laboratorio:

Calcular el límite plástico (LP).

Calcular el índice de plasticidad (IP).

$$IP = LL - LP (\%)$$

Calcular el índice líquido (IL) y el índice de consistencia, teniendo en cuenta la humedad natural del suelo (w):

$$IL = (w - LP) / IP$$

$$IC = (LL - w) / IP$$

2.2.3.6 Índice de Plasticidad.

representado por el comportamiento de un suelo en estudio en función a su contenido de humedad, por el cual el suelo puede trabajar de forma que será capaz de resistir deformaciones, como también solicitaciones sin llegar a una posible falla o ruptura.

Tabla 2: Características de suelos según sus índices de plasticidad.

Índice de Plasticidad	Características
IP > 20	Suelos muy Arcillosos
20 > IP > 10	Suelos Arcillosos
10 > IP > 4	Suelos poco Arcilloso
IP = 0	Suelos Exentos de Arcillas

Fuente. Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018).

2.2.3.7 Granulometría de Suelos.

Determina la proporción de participación de granos de un suelo, en función a sus tamaños, llamado gradación de suelo, es diferente al termino geológico aludiendo a los procesos de construcción (a gradación) y la destrucción (degradación) del relieve terrestre dándose por fuerzas y procesos meteorológicos. (Escobar 2002).

El análisis granulométrico por tamizado esta graduado dentro de los límites indicados en las normas NTP 339.128 o ASTM D422. El ensayo es importante, ya que gran parte de los criterios de aceptación de suelos para ser utilizados, depende de este análisis. Asimismo, es posible también la clasificación de suelos mediante sistemas como AASHTO o SUCS.

Se tiene que tener en cuenta que para suelos con tamaño de partículas mayor a 0.074 mm (74 micrones) se utiliza el método de análisis mecánico mediante

tamices de abertura y numeración indicada en la tabla. Para suelos de tamaño inferior, se utiliza el método del hidrómetro, basado en la ley de Stokes.

Tabla 3. Cantidades mínimas a ensayar según tamaño de partículas.

Tamaño máximo de partículas (mm)	Cantidad mínima a ensayar (Kg)
5	0.5
25	10
50	20
80	32

Fuente: Geotecnia LNV, 1993.

Tabla 4. Numeración y abertura de tamices.

Tamiz (ASTM)	Tamiz (mm)	Abertura real (mm)	Tipo de suelo
3"	80	76.12	Grava
2"	50	50.80	Grava
1 ½ "	40	38.10	Grava
1"	25	25.40	Grava
¾ "	20	19.05	Grava
3/8"	10	9.52	Grava
Nª 4	5	4.76	Arena
Nª 10	2	2.00	Arena media
Nª 20	0.90	0.84	Arena media
Nª 40	0.50	0.42	Arena media
Nª 60	0.30	0.25	Arena fina
Nª 140	0.10	0.105	Arena fina
Nª 200	0.08	0.074	Arena fina

Fuente: Espinace R, 1979

Cálculos y Gráficos que se realizarán en el laboratorio:

1. De acuerdo a los valores de los pesos retenidos en cada tamiz, se registra los siguientes datos en la hoja de cálculos:

2. Porcentaje retenido en cribas (%RC):

$$\%RC = PRC / M_t * 100 (\%)$$

Dónde:

PRC = Peso retenido en cada criba (gr)

Mt = Peso total de la muestra seca (gr)

3. Porcentaje retenido en mallas (%RM)

$$\%RM = PRM * K / 500 (\%)g$$

Dónde:

PRM = Peso retenido en cada malla (gr)

Porcentaje de muestra que pasó el tamiz 3/8"

500 = Peso de la muestra representativa (gr)

4. Porcentajes retenidos acumulados, suma acumulativa de los porcentajes retenidos en cribas y mallas.

5. Porcentajes que pasa, los que consisten en restar a 100% el porcentaje retenido acumulado en cribas y mallas.

6. Calcular porcentaje de pérdida (%P):

$$\%P = (M1-M2) / M1 * 100 (\%)$$

Donde:

M1 = Peso del material a ensayar (gr)

M2 = Sumatoria de pesos retenidos (gr)

7. Graficar la curva granulométrica, donde la ordenada será el porcentaje que pasa en peso de cada tamiz en escala natural y la abscisa el tamaño de las partículas en escala logarítmica. De esta curva se obtiene el porcentaje de gravas, arenas, finos y diámetros mayores a 3" del suelo.

8. Calcular el coeficiente de uniformidad (Cu), el cual es una medida de uniformidad (graduación) del suelo y el coeficiente de curvatura (Cc), lo cual es un dato complementario para definir la uniformidad de la curva, mediante las siguientes expresiones:

$$Cu = D60 / D10$$

$$C_c = (D_{30})^2 / (D_{60} * D_{10})$$

Donde:

D10 = Tamaño donde pasa el 10%

D30 = Tamaño donde pasa el 30% del material

D60 = Tamaño donde pasa el 60% del material

9. Un material se podrá considerar como bien graduado, si el coeficiente de uniformidad es mayor a 4 para grava y mayor a 6 para arena. Además, el coeficiente de curvatura deberá estar comprendido entre 1 y 3.

10. Si la suma de los pesos retenidos parciales difiere en más de un 3% para las arenas y más de 0.5% para las gravas, con respecto al peso inicial de la muestra de suelo empleada en cada fracción, el ensayo es insatisfactorio y deberá repetirse.

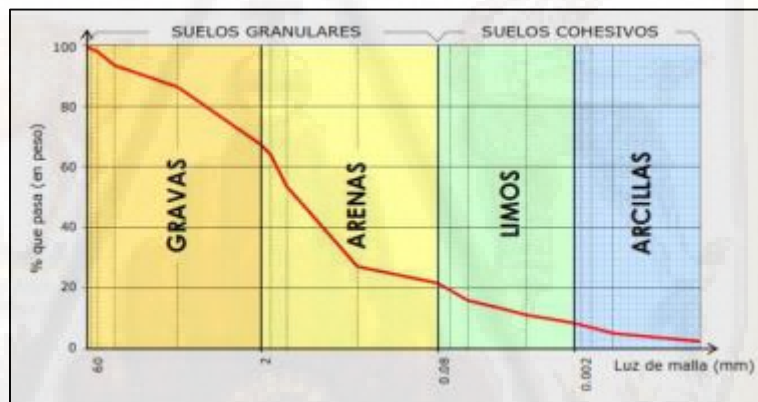


Figura 3: Curva Granulométrica de un Suelo

Fuente: Bañon, 2012.

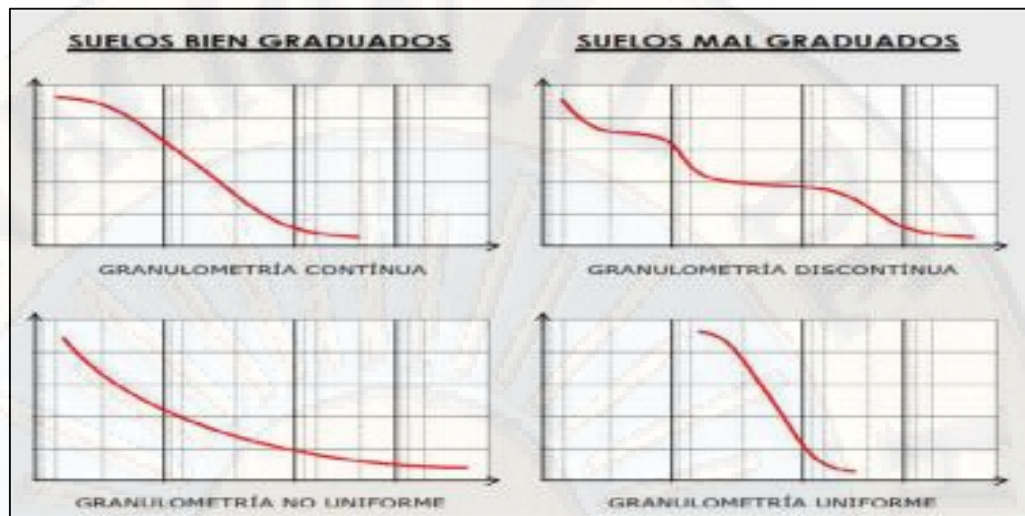


Figura 4: Interpretación de la curva granulométrica.

Fuente: Bañón, 2012

2.2.3.8 Clasificación de suelos.

La clasificación de suelos a través del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) se da en función de la NTP 339.134 (ASTM D2487). Para la clasificación adecuada de acuerdo con este sistema, se debe conocer la siguiente información:

- Grava: fracción que pasa el tamiz 76.2 mm y retenida en el tamiz N°4.
- Arena: fracción que pasa el tamiz N°4 y retenida en el tamiz N°200.
- Limo y arcilla: fracción más fina que el tamiz N°200.
- Coeficiente uniformidad (Cu) y coeficiente de curvatura (Cc).
- Limite líquido e índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa el tamiz N°40.

También hay que recordar:

- Fracción fina = % que pasa el tamiz N°200.
- Fracción gruesa = % retenido en el tamiz N°200.
- Fracción grava = % retenido en el tamiz N°4.

- Fracción arena = % retenido tamiz N°200 - % retenido tamiz N°4. (DAS, 2013, p. 82 – 87).

DIVISIONES PRINCIPALES			Símbolos del grupo	NOMBRES TÍPICOS	IDENTIFICACIÓN DE LABORATORIO		
SUELOS DE GRANO GRUESO Más de la mitad del material retenido en el tamiz número 200	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz número 4 (4,76 mm)	Gravas limpias (sin o con pocos finos)	GW	Gravas, bien graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.	Determinar porcentaje de grava y arena en la curva granulométrica. Según el porcentaje de finos (fracción inferior al tamiz número 200). Los suelos de grano grueso se clasifican como sigue: <5% - >GW,GP,SW,SP, >12% - >GM,GC,SM,SC, 5 al 12% - >casos límite que requieren usar doble símbolo.	Cu=D ₆₀ /D ₁₀ >4 Cc=(D ₃₀) ² /D ₁₀ xD ₆₀ entre 1 y 3	
			GP	Gravas mal graduadas, mezclas grava-arena, pocos finos o sin finos.		No cumplen con las especificaciones de granulometría para GW.	
		Gravas con finos (apreciable cantidad de finos)	GM	Gravas limosas, mezclas grava-arena-limo.		Límites de Atterberg debajo de la línea A o IP <4. Encima de línea A con IP entre 4 y 7 son casos límite que requieren doble símbolo.	
			GC	Gravas arcillosas, mezclas grava-arena-arcilla.		Límites de Atterberg sobre la línea A con IP >7.	
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz número 4 (4,76 mm)	Arenas limpias (pocos o sin finos)	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.		Cu=D ₆₀ /D ₁₀ >6 Cc=(D ₃₀) ² /D ₁₀ xD ₆₀ entre 1 y 3	
			SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, pocos finos o sin finos.		Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para SW.	
		Arenas con finos (apreciable cantidad de finos)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo.		Límites de Atterberg debajo de la línea A o IP <4. Los límites situados en la zona rayada con IP entre 4 y 7 son casos intermedios que precisan	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas arena-arcilla.		Límites de Atterberg sobre la línea A con IP >7.	
SUELOS DE GRANO FINO Más de la mitad del material pasa por el tamiz número 200	Limos y arcillas: Límite líquido menor de 50		ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosa, o limos arcillosos con ligera plasticidad.			
			CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.			
			OL	Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.			
	Limos y arcillas: Límite líquido mayor de 50		MH	Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.			
			CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.			
			OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos.			
Suelos muy orgánicos			PT	Turba y otros suelos de alto contenido orgánico.			

Figura 5: Tabla SUCS para suelos granulares.

Fuente: Das, 2013.

2.2.4 Ensayos en el Laboratorio.

2.2.4.1 Ensayo Triaxial.

Obtiene los parámetros de resistencia de corte directo en este ensayo el espécimen cilíndrico de suelo es revestido con una membrana de látex dentro de una cámara a presión. Posee discos porosos la parte superior e inferior de la

muestra, las cuales conectan al sistema de drenaje para saturar o drenar el espécimen. Están sujetos a presiones laterales de un líquido, por lo común es agua, El agua de la cámara adquiere presión deseada por la acción de un compresor comunicado. La carga axial es transmitida el espécimen mediante un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara. (Valerio, 2011).

2.2.4.2 Ensayo Consolidado Drenado (CD).

Referenciados para suelos granulares como arenas agregados gruesos entre otros, también son para suelos finos requiriendo estricto tiempo prolongado de ensayo, es prueba lenta se caracteriza por aplicar esfuerzos en el espécimen son netamente efectivos, lo primero es aplicar una presión hidrostática en el suelo, permaneciendo abierta la válvula de comunicación de la bureta lo cual permite transcurrir el tiempo que sea necesario para que haya consolidación completa, Una vez que ya se haya establecido el equilibrio estático interno todas las fuerzas exteriores actúan sobre la fase solida del suelo. (Valerio, 2011).

2.2.4.3 Ensayo Consolidado No Drenado con Medición de Presión de Poros (CU).

Realizado con medición de presión de poros o también neutra, determinando los parámetros de cohesión (C) y el Angulo de fricción interna del suelo (Φ), en función a esfuerzos totales y esfuerzos efectivos. Primero el espécimen se somete a su consolidación total, con presión hidrostática, el cual el esfuerzo llega a ser efectivo actuante sobre la fase solida del suelo. No se permite ninguna consolidación adicional durante el periodo de falla de espécimen, de aplicación de carga axial, donde en la cámara de compresión triaxial se cierra la válvula de salida de las piedras porosas a la bureta. (Valerio, 2011).

2.2.4.4 Ensayo No Consolidado No Drenado O Ensayo Rápido (UU).

Netamente para especímenes de arcilla, empleando la noción de resistencia de suelos cohesivos saturados, expresados en esfuerzos totales, en aquí no se permiten consolidaciones totales de la muestra, la válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta mantiene siempre cerrada impidiendo el drenaje.

Se aplica al espécimen una presión hidrostática y luego falla el suelo con la aplicación rápida de carga axial, netamente para muestras de arcilla, suelos cohesivos saturados; donde, los resultados se expresaban en términos de esfuerzos totales. (Valerio, 2011).

2.2.4.5 Círculo de Mohr.

Consideremos el estado de esfuerzos en el Plano Principal de σ_3 , plano en el que actúan los esfuerzos principales (σ_1 y σ_3), Asumamos ($\sigma > 0$) en compresión y ($\tau > 0$) en dirección retrógrada. El esfuerzo desviador es la magnitud ($\sigma_1 - \sigma_3$), diámetro del CÍRCULO DE MOHR, cuyo centro es $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$, con ordenada ($\tau = 0$) en el plano considerado y que definimos como plano ($\sigma_\theta, \tau_\theta$). Dada la magnitud y dirección de (σ_1 y σ_3) se pueden calcular los esfuerzos normal (σ_θ) y tangencial (τ_θ), en cualquier PLANO “ab” con dirección θ medida en sentido retrógrado a partir de σ_θ , así. (Ortega, 2016).

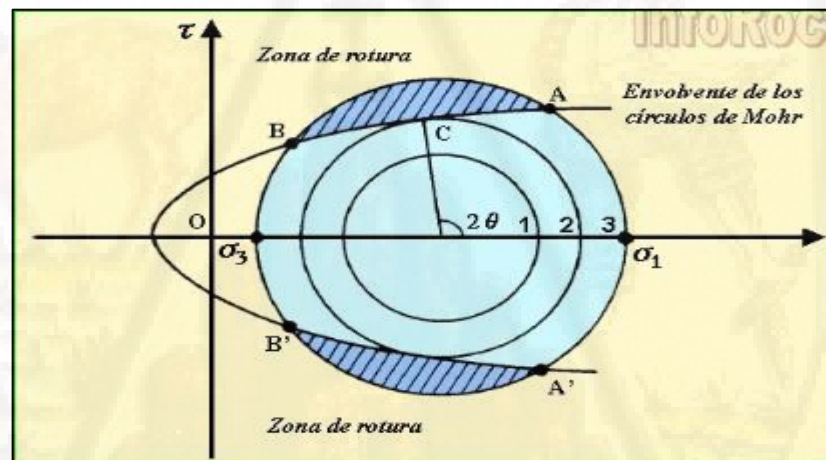


Figura 6: Círculo de Mohr y la envolvente de Falla.

Fuente. (Ortega, 2016).

Ecuaciones que competen a los esfuerzos.

$$\sigma_\theta = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta$$

$$\tau_\theta = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta = -\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta$$

Fuente. (Ortega, 2016).

2.2.4.6 Envolverte de Falla.

Cuando un suelo es sometido a esfuerzos totales y es deformado en la resistencia del suelo, este fenómeno de da valores bajos de presión de confinamiento tendiendo a dilatarse causando cambio rápido de Angulo de rozamiento interno. En un rango mínimo de presiones moderadas el dominio de rotura de partículas llega a ser significativo causando disminución de los suelos sometidos a esfuerzos totales y provoca reducción de Angulo de fricción de rozamiento. (Segovia, 2012).

2.2.5 Tensión Superficial en Suelos.

En ingeniería, las presiones del aire y del agua de poro del suelo usualmente se expresan en referencia a la presión atmosférica.

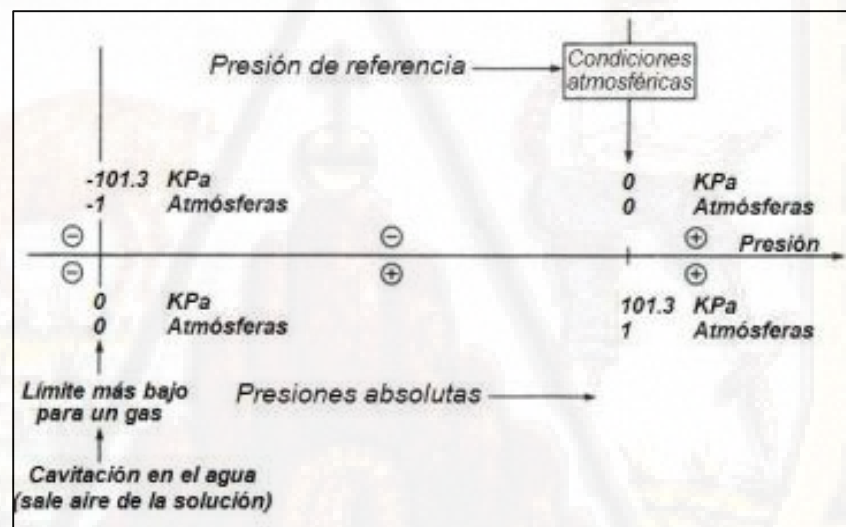


Figura 7: Relación entre la presión absoluta y la presión relativa a la atmósfera.

En un estudio se notó que el agua capilar podía elevarse más de 10 m sobre el nivel de aguas freáticas del suelo, fue subdividida en agua gravitacional y molecular. Esta habilidad del agua para soportar esfuerzos de tensión sin cavitarse es primordial, teniendo en ventaja el agua capilar sobre un agua ordinaria en suelos, mientras que el primero presenta propiedades únicas, una

pared solida subdivide la superficie del agua con una lámina fina de cohesión (moléculas restantes del agua) y adhesión (moléculas de la lámina de la pared finísima) La superficie se curvará de manera cóncava o convexa según dominen las fuerzas de adhesión o cohesión, respectivamente. (Sitz, 1948).

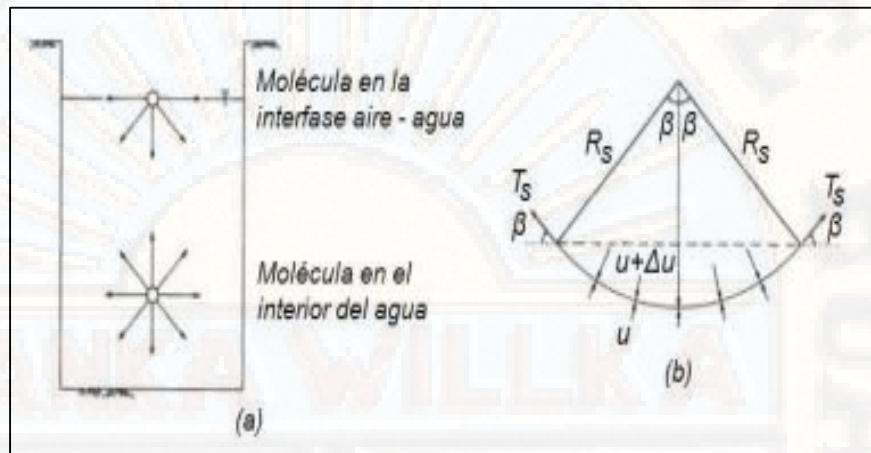


Figura 8: Fenómeno de tensión superficial en la interfase aire – agua.

- (a) Fuerzas intermoleculares actuantes sobre moléculas de agua.
- (b) Presiones y tensión superficial actuantes sobre una superficie curva bidimensional.

Además, una molécula en el interior del agua experimenta fuerzas iguales en todas direcciones, mientras que una molécula en su superficie experimenta fuerzas desbalanceadas hacia el interior. Para que la superficie del agua se encuentre en equilibrio, es necesario que se genere una fuerza de tensión a lo largo de ella. Esta tensión superficial (T_s) provoca que la superficie se comporte como una membrana elástica (una membrana flexible sometida a presiones diferentes asumirá una curvatura cóncava hacia el lado de mayor presión, ejerciendo una tensión a fin de lograr el equilibrio). Por tanto, la diferencia de presión a través de la superficie curvada puede relacionarse con la tensión superficial (T_s) y con el radio de curvatura de la superficie (R_s), considerando el equilibrio de la membrana. Si tenemos una membrana tridimensional en la que el radio de curvatura es el mismo en todas direcciones, la diferencia de presión (Δp) a través de la superficie curvada es:

$$\Delta\mu = \frac{2T_s}{R_s} \quad (1)$$

En un suelo no saturado, la superficie del agua se encuentra sujeta a una presión del aire (μ_a) mayor a la presión del agua (μ_w). Así, la diferencia de presión ($\mu_a - \mu_w$) es la llamada succión métrica, la cual es la causante de que la superficie se curve de acuerdo a la ecuación:

$$(\mu_a - \mu_w) = \frac{2T_s}{R_s} \quad (2)$$

2.2.5.1 Permeabilidad en Suelos.

Representado por la resistencia que ofrece el suelo al flujo de un fluido. El movimiento del agua del suelo depende mucho de los flujos del agua, y este a su vez depende de un balance energético llamado gradiente hidráulico. (Bowles, 1979).

Tabla 5. Clases de permeabilidad de los suelos.

CLASES DE PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS PARA OBRAS DE INGENIERIA CIVIL		
CLASES DE PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS PARA OBRAS DE INGENIERIA CIVIL	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (K en m/s)	
	LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR
PERMEABLE	2×10^{-7}	2×10^{-1}
SEMIPERMEABLE	1×10^{-11}	1×10^{-5}
IMPERMEABLE	1×10^{-11}	5×10^{-7}

Fuente. (Bowles, 1979).

Figura 9: Coeficientes de permeabilidad K en cm/seg.

	100	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Drenaje	Bueno						Pobre			Prácticamente impermeable		
Tipo de suelo	Grava limpia	Arenas limpias y mezclas limpias de arena y grava			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla, morenas glaciares, depósitos de arcilla estratificada				Suelos "impermeables", es decir, arcillas homogéneas situadas por debajo de la zona de descomposición			
					Suelos "impermeables", modificados por la vegetación o la descomposición. ^d							
Determinación directa de k	Ensayo directo del suelo "in situ" por ensayos de bombeo. Se requiere mucha experiencia, pero bien realizados son bastante exactos.											
	Permeámetro de carga hidráulica constante. No se requiere mayor experiencia.											
Determinación indirecta de k		Permeámetro de carga hidráulica decreciente. No se requiere mayor experiencia y se obtienen buenos resultados			Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados dudosos. Se requiere mucha experiencia.				Permeámetro de carga hidráulica decreciente. Resultados de regular a bueno. Se requiere mucha experiencia.			
	Por cálculo, partiendo de la curva granulométrica. Sólo aplicable en el caso de arenas y gravas limpias sin cohesión.								Cálculos basados en los ensayos de consolidación. Resultados buenos. Se necesita mucha experiencia			

Fuente. (Terzaghi y Peck, 1978).

2.2.5.2 Esfuerzo Efectivo en Suelos Saturados.

El estado de esfuerzo de un suelo puede estar descrito a través del análisis e su comportamiento mecánico, lo cual consiste en una cierta combinación de variables de esfuerzo que deben ser independientes a las propiedades físicas mecánicas del suelo. Descrito la variable del estado de esfuerzos que controla el comportamiento de un suelo saturado, lo cual lo llamaremos esfuerzo efectivo, denominamos así: (Terzaghi, 1936).

$$\sigma' = (\sigma - uw)$$

Donde:

σ' = Esfuerzo efectivo normal.

σ = Esfuerzo total normal.

u_w = Presión del agua de poro.

Esta variable ha permitido relacionar el comportamiento observado de los suelos saturados con sus condiciones de esfuerzo, aplicándose exitosamente a muchos problemas geotécnicos.

2.2.5.3 Ecuación del Esfuerzo Efectivo para suelos no saturados.

Para desarrollar un concepto idéntico al de esfuerzo efectivo se hicieron diferentes intentos todos aplicados a suelos no saturados, obteniendo una variable única de esfuerzos, como fin obtener que los resultados experimentales demostraron que las propiedades del suelo no son únicas que se relacionan si no influyen algunas cuestiones geotécnicas. Esta expresión fue modificada. (Bishop, 1959)

Modificación al principio del esfuerzo efectivo de suelos no saturados. (Terzagui, 1959).

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad (3)$$

Donde:

u_a = Presión del aire de poro.

u_w = Presión del agua de poro.

$(u_a - u_w)$ = Succión métrica del agua de poro.

χ = Parámetro empírico obtenido experimentalmente que depende principalmente del grado de saturación del suelo. Su magnitud es de uno para suelos saturados y de cero para suelos secos.

Esta expresión permitió darles solución a casos prácticos, a lo relacionado con la resistencia al esfuerzo de corte, existe mínima evidencia de su aplicación al campo de los cambios volumétricos. (Terzagui, 1959).

Hay una debilidad en la aplicación de esta ecuación ya que debido a los esfuerzos externo aumento los esfuerzos efectivos es conducido a una mayor continuidad del suelo, debido a succión aumento continuidad en los suelos saturados (se debe a la aparición de grietas) fallando lo equivalente de la succión entre el esfuerzo efectivo actuante en suelos saturados, esta ecuación no es aplicable cuando se tiene una succión pequeña en función al esfuerzo externo aplicado, ya que si no cambia el esfuerzo externo, tampoco cambia la succión mínima. Y mucho menos el esfuerzo efectivo. (Terzagui, 1959).

Esta ecuación de $(\sigma - u_a)$ y $(u_a - u_w)$, solo puede relacionarse con el parámetro (χ) de su valor específico, lo conveniente es analizar la ecuación separadamente para suelos no saturados y para suelos saturados el análisis es infinito. (Aitchison, 1967)

De esta manera, la ecuación del esfuerzo efectivo ha sido separada en dos variables independientes del estado de esfuerzos, las cuales describen el comportamiento mecánico del suelo sin la necesidad de incorporar sus propiedades. (Aitchison, 1967).

2.2.6 Mecánica de Suelos Saturados.

El esfuerzo de la presión en cualquier punto de una masa de suelo puede calcularse según la expresión a partir de las tensiones principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, actuantes en el mismo punto. (Simons and Menzies, 2001).

Si los vacíos del suelo están llenos de agua con una presión μ , la presión principal total se compone de dos partes. (Simons and Menzies, 2001).

Una parte (μ) , actúa en sobre el agua y el sólido en todas las direcciones con igual intensidad. Es llamada presión neutra (o presión de poro de agua) un

cambio en la presión neutra prácticamente no produce cambios en el volumen y casi no tiene influencias en las condiciones de falla. (Simons and Menzies, 2001).

Los efectos visibles en cambio de presión, como; compresión, distorsión y cambios en la resistencia de corte, están en función a tensiones efectivas. (σ_1 , σ_2 y σ_3). (Terzaghi, 1936).

Estas tensiones efectivas son directamente proporcionales en los parámetros mecánicos de un suelo, ya que son determinadas por tensiones de una carga impuesta y tensiones intersticiales o neutras. (Bishop and Blight, 1963).

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

Donde:

μ : presión neutra o presión en el fluido intersticial.

σ : tensión total proveniente de la fuerza o sistema de fuerzas externas aplicadas.

σ' : la tensión efectiva de las fuerzas inter- granulares.

Utilizaba la expresión de Coulomb para la resistencia al corte. (Bishop. 1960)

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Conocida como principio de falla de Mohr Coulomb. Parámetros obtenidos mediante ensayos de laboratorio, en corte directo y el triaxial. (Das, 2007).

2.2.6.1 Orígenes de Suelos Parcialmente Saturado.

Según su origen, los suelos parcialmente saturados (SPS) pueden clasificarse como naturales o artificiales. (Barrera Bucio, 2002)

Naturales pueden considerarse aquellos de origen sedimentario (aluviales, eólicos, etc.) o bien los lateríticos y saprolíticos originados debido a las condiciones ambientales en las que ocurre la descomposición de la roca matriz. (Barrera Bucio, 2002).

Gran parte de los suelos sedimentarios se han depositado en ambientes acuosos, quedando inicialmente saturados y posteriormente desecados debido a las circunstancias ambientales. (Garnica Anguas, 2002).

Los suelos artificiales son aquellos utilizados en obras de tierra, como presas y terraplenes, los cuales, por su naturaleza, no son saturados y según algunas características es razonable aceptar ciertas similitudes de comportamiento entre los suelos compactados y los suelos naturales desecados. (Simons y Menzies, 2001).

2.2.6.2 Estructura de Suelo.

El término estructura se refiere a la orientación y distribución de las partículas sólidas en suelo. (Alonso, 1980).

Un suelo parcialmente saturado está definido como su comportamiento ya que son originados por diferentes procesos y diferentes comportamientos. (Lloret and Alonso, 1980), proponen tres tipos de suelos parcialmente saturados de acuerdo a su estructura: (Quevedo Sotolongo and Bernal Cordero, 2013).

a) **Fase de agua continua y fase de aire discontinua** Se da en suelos con un alto grado de saturación o en estratos de suelos ubicados en una zona de transición de fases. Generalmente está presente justo por encima del nivel freático.

b) **Fases de aire y agua continuas** Se da en estratos ubicados en una zona de transición o en rellenos compactados limo- arcillosos. (Suelos con más del 35% pasado por el tamiz no.200, según la AASHTO).

c) **Fase de agua discontinua y fase de aire continua** Se da en Suelos con un bajo porcentaje de saturación, dígame estratos cercanos a la superficie o rellenos granulares compactados (suelos con menos del 35% pasado por el tamiz no.200, según la AASHTO).

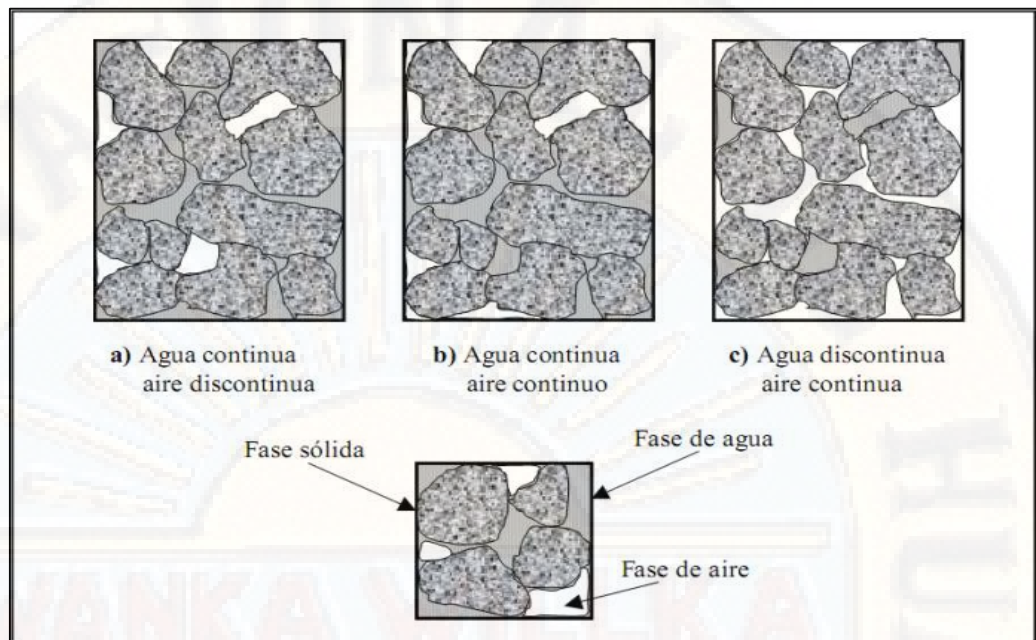


Figura 10: Estructura de los suelos parcialmente saturados.
Fuente. (Quevedo Sotolongo and Bernal Cordero, 2013).

2.2.6.3 Succión Matricial.

La incidencia es notable en los parámetros mecánicos del suelo, succión es sinónimo de la introducción al nuevo estado tensional numéricamente a la hora de estudiar tensiones efectivas, ya que la mecánica de suelos clásica no es la más ideal para estudiar la modelación de suelos parcialmente saturado. (Alfaro Soto, 2008).

El efecto de la succión en los Suelos Parcialmente Saturados. está compuesta por la succión matricial (S_m) y la succión osmótica (S_{osm}) como también la suma de ambas componentes se denomina succión total (S_t). (Alfaro Soto, 2008).

Los comportamientos de los suelos son afectados por estos fenómenos, expresado en energía como la cantidad de energía libre de un volumen unitario de agua existente en dicho suelo, con la referencia a ese mismo volumen de agua pura en estado libre, a la misma cota y temperatura. (Aitchison, 1961).

Esta energía sobrante genera alteraciones en el comportamiento del suelo (Santos Reis y Vilar, 2004).

En el menisco capilar se desarrollan tensiones que junto a la absorción del agua debido a fuerzas inter-partículas, provocan los efectos matriciales de succión. (Santos, 2004).

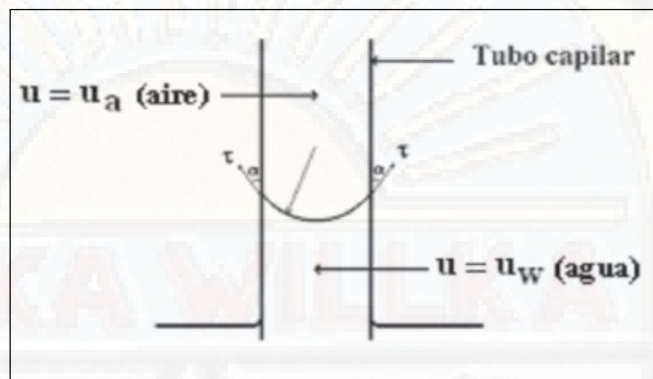


Figura 11: Modelo de Buckingham, 1907 tomado de Alfaro Soto, 2008.
Fuente. Alfaro, 2008.

Si se consideran los radios de curvatura de los capilares que contienen al agua y al aire como idénticos (como un tubo de ensayos), a través del equilibrio de fuerzas se puede asumir el cumplimiento de la Ley de Laplace y por tanto que la presión de poros de aire es igual y contraria a la de agua. (Alfaro Soto, 2008).

La Ley de Laplace relaciona el cambio de presiones en la superficie que separa dos fluidos. De forma simplificada se puede expresar como. (Alfaro Soto, 2008).

$$\Delta P = (a) - (w) = 2(\sigma_{sup})/(R)$$

Donde:

ΔP : Variación de presión.

$\mu(a)$ y $\mu(w)$: presión de poros de aire y agua respectivamente.

$\sigma(\text{sup})$: Tensión superficial.

R: Radio del capilar simplificado.

Cuando en $(\mu(a) - \mu(w))$ la presión del aire corresponde a la atmosférica, la presión existente en las moléculas de agua es proporcional a la tensión superficial y al radio del capilar. (Alfaro Soto, 2008).

2.2.6.4 Succión Osmótica.

Es el único estado de succión que apreciamos en suelos saturados, mientras que en los no saturados aparece la succión matricial, dado a conocer que cada succión tiene su propio comportamiento debido a que los separa una membrana semipermeable (paredes de capilar) al ocurrir el proceso de ósmosis, el cual las moléculas de agua pasan de un lado hacia otro de un soluto a una de menor concentración. Principios de la entropía. (Rudolf Clausius, 1850).

Según Fredlund y Rahardjo, 1993, la importancia de la presión osmótica parece estar más relacionadas con los suelos expansivos (Alfaro Soto, 2008). El valor de la succión total es prácticamente el de la succión matricial por lo que la presión osmótica suele despreciarse.

2.2.7 Cimentaciones Superficiales.

Generalidades

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno. Dado que la resistencia y rigidez del terreno son, salvo raros casos, muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los pilares y muros de carga (Calavera, 1982, p. 13)

A la parte más baja de una estructura se le denomina cimentación, cuya función es transferir la carga de la estructura al suelo sobre el cual descansa. El diseño adecuado de una cimentación permitirá transferir la carga a lo largo del suelo sin sobrecargarlo. (Das B. M., 2013)

Todas las estructuras de ingeniería civil, tales como, edificios, presas, puentes, carreteras, muros, canales, entre otras; deben cimentarse sobre la superficie de la tierra o en lo profundo de esta. Si se posee una cimentación adecuada la estructura se comportará satisfactoriamente.

Según Calavera, (1982), las cimentaciones pueden clasificarse en dos grupos: cimentaciones superficiales y profundas.

Definición

Una cimentación superficial es un elemento estructural que se encarga de transmitir las cargas de una edificación a profundidades cortas, menores de 4 metros aproximadamente con respecto de la superficie natural de un terreno. Este tipo de cimentación equilibra la reacción del suelo con la fuerza que transmite la estructura; esta reacción de fuerzas, se efectúa entre el suelo y la sección transversal de la cimentación. (Garza Vasquez, 2000).

Se conoce como cimentación superficial cuando el terreno firme esta contiguo a la superficie y se transmite al terreno las cargas concentradas provenientes de columnas o muros de una edificación mediante zapatas. (Cabrera, 2010)

Según Calavera, (1982), se denomina cimentacion superficial o directa, cuando a nivel de la zona inferior de la estructura, el terreno presenta características adecuadas en lo técnico y económico para cimentar sobre él.

Las cimentaciones superficiales son las que se apoyan sobre estratos superficiales o poco profundas del suelo, esté debe ser adecuado y suficientemente resistente; así también a las construcciones livianas y de importancia secundaria.

Tipos de cimentaciones superficiales

Según Patazca, (2005), las cimentaciones superficiales se clasifican en:

2.2.7.1 Zapata Aislada.

Es el tipo de zapata más usado. Son elementos estructurales que reciben un solo sistema de carga, que transmite un muro o columna, además de su peso propio, en una determinada área de terreno. Una zapata aislada, en una estructura puede ser concéntrica, medianera o esquinera.

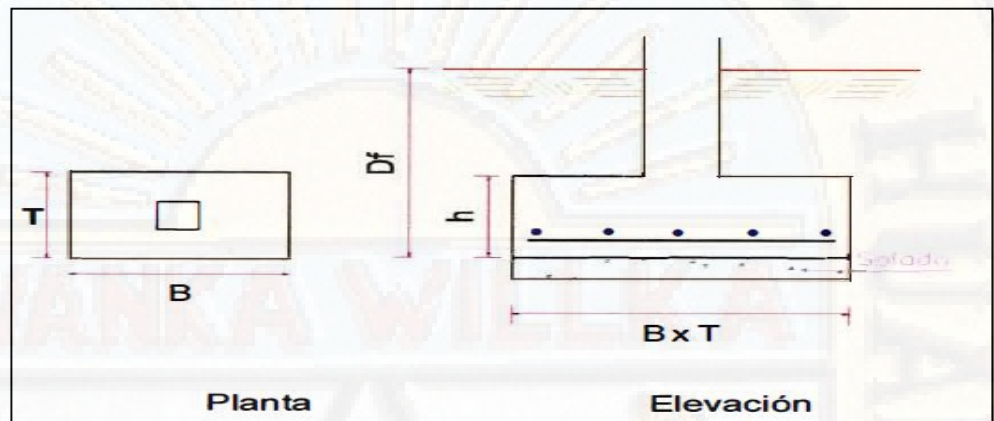


Figura 12: Zapata aislada

2.2.7.2 Zapatas corridas.

También denominadas como zapatas continuas, en su gran mayoría son de concreto armado, son usadas para soportar varias columnas, muros portantes y de contención, lo que las caracteriza es su gran longitud con respecto a su ancho. Sirven para controlar los asentamientos diferenciales que se pudiesen presentar.

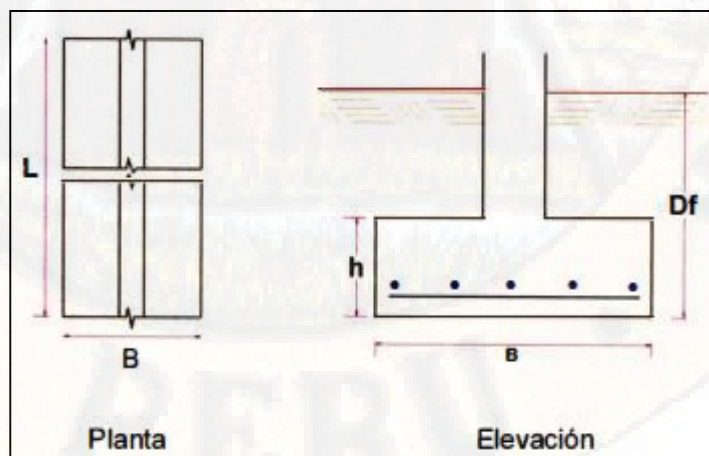


Figura 13: Zapatas corridas

2.2.7.3 Zapatas conectadas (vigas de cimentación).

Son zapatas aisladas que se unen a través de vigas de cimentación, con el objetivo de rigidizar al sistema, se usa en suelos perimetrales, colindantes con los límites de propiedad. Este tipo de cimentación resulta más económico que la zapata combinada.

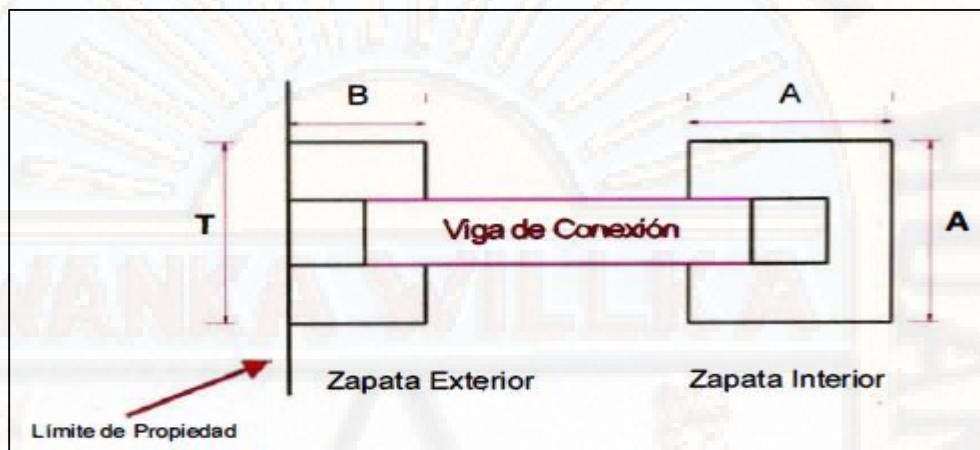


Figura 14: Zapatas conectadas

2.2.7.4 Zapatas combinadas.

Son elementos estructurales de concreto armado, usadas cuando dos columnas están muy cercanas una de la otra.

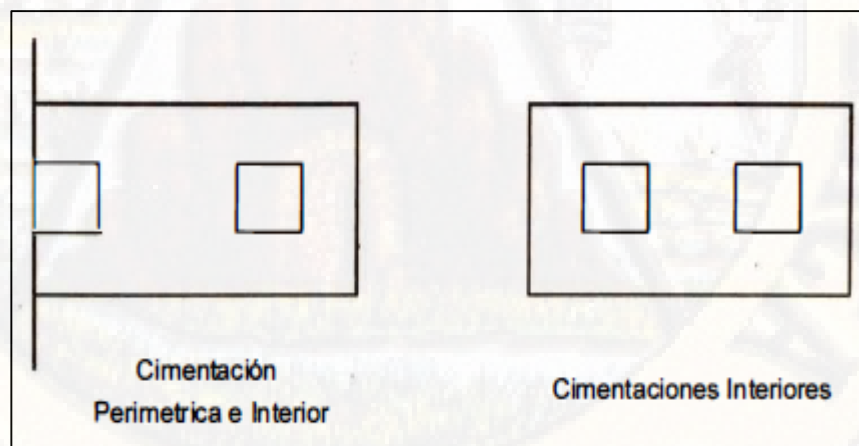


Figura 15: Zapatas combinadas.

2.2.7.5 Losa de cimentación.

Resulta conveniente el utilizar losas de cimentación cuando el terreno presente resistencia muy baja (capacidad de carga admisible) o las cargas sean muy altas.

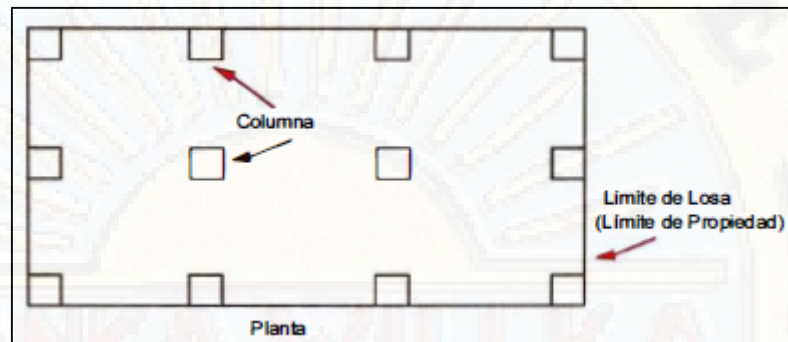


Figura 16: Losa de cimentación

2.2.8 Capacidad de carga admisible de las cimentaciones superficiales

También llamada capacidad portante admisible de una cimentación es aquella carga máxima por unidad de área que puede ser aplicada sin producir desperfectos en la estructura soportada, contando además con un margen de seguridad que se da por el coeficiente de seguridad. La carga admisible no involucra solo el terreno, sino también de la cimentación, característica de la estructura y del coeficiente de seguridad que se utilice para cada caso. (Crespo, 2004)

Según Crespo, (2004), por experiencias y observaciones relativas al comportamiento de cimentaciones se ha visto que la falla por capacidad de carga de las mismas ocurre como consecuencia de una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación. Los tipos clásicos de falla bajo las cimentaciones son tres:

A) Falla por corte general, se presenta en arenas densas y arcillas rígidas. Se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, tal como se observa en la figura 17 (a).

La falla por corte general inicia desde la base del cimiento hasta la superficie del terreno. Este tipo de falla es comúnmente repentina y catastrófica, ocurre con cierta visible inclinación de la cimentación, que provoca un hinchamiento y desplazamiento del suelo a los lados de la cimentación, sin embargo el colapso final del mismo se muestra en solo un lado, con la consecuente inclinación de la estructura.

B) Falla por corte local, como se observa en la figura 17 (b), Este tipo de falla comprende una rotura del suelo solo a inmediaciones del cimiento, además existe marcada tendencia al bufamiento (desplazamiento) del suelo a los lados de la cimentación y también la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte y las superficies de deslizamiento terminan en algún punto dentro de la misma masa de suelo. La falla por corte local representa una fase transicional entre la falla por corte general y la falla por punzonamiento. Una falla por corte local se presenta en los suelos de densidad media tales como: arcillas blandas (sensibles) y arenas sueltas.

C) Falla por punzonamiento, como se observa en la figura 17 (c), la falla por punzonamiento se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo debajo de ella. Se presenta la rotura del suelo por corte alrededor de la cimentación y casi no se observan movimientos de este junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal de la misma. La falla por punzonamiento se presenta en suelos muy comprensibles, así como los que se encuentran en estado muy suelto o suave.

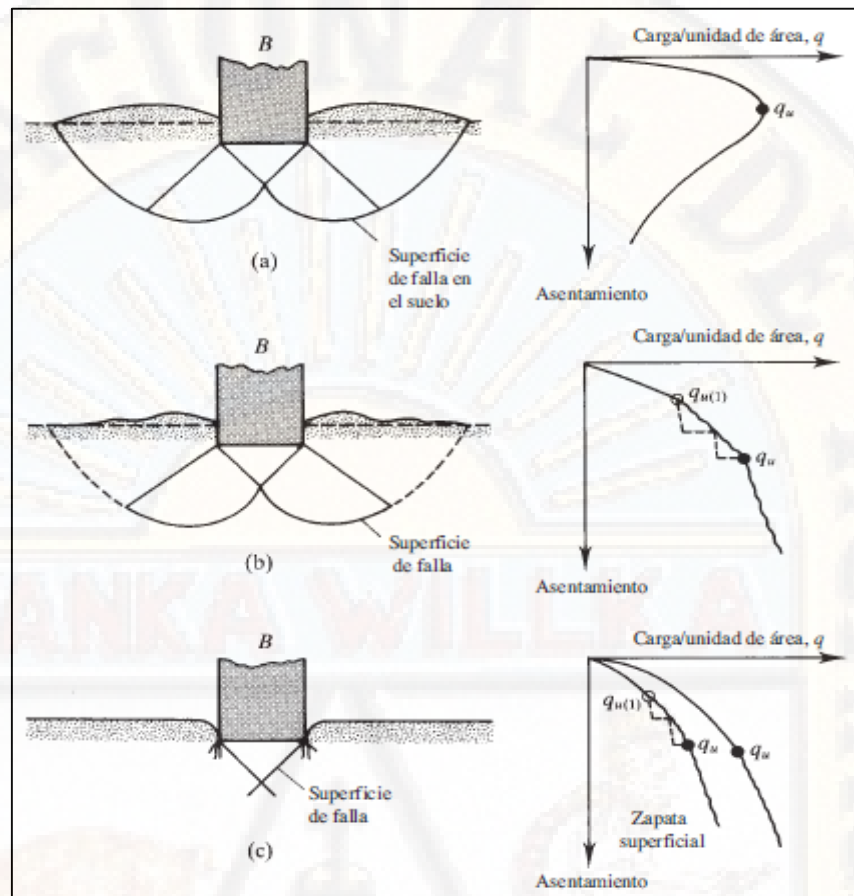


Figura 17: Formas de falla por capacidad portante. (Vesic, 1973)

Aunque son bastante bien conocidas las diferencias entre los tipos de falla, no existe un criterio numérico general que permita predecir el tipo de rotura que se presentara, aunque puede decirse que el tipo de falla dependerá de la compresibilidad del suelo en cuanto a las condiciones geométricas y de cargas existentes. (Crespo, 2004)

2.2.9 Capacidad de carga admisible por corte

Son diversos los estudios teóricos que se conocen y que se pueden aplicar en la resolución de los problemas relativos a la capacidad portante de las cimentaciones en distintos suelos. Entre estos estudios teóricos se encuentran los realizados por Prandtl, Fellenius, Krey y otros.

Las primeras soluciones fueron las que desarrollo Prandtl (1920) para zapatas corridas lisas en terrenos sin peso y con rozamiento o sólo con cohesión.

A. Teoría de Terzagui

Terzagui, (1943), presenta una solución menos exacta del problema pero más sencilla y que ha demostrado ser lo suficientemente aproximada para todos los casos en el campo de su aplicación práctica, para evaluar la capacidad última de cimentaciones poco profundas.

La teoría de Terzagui asume que existen tres zonas de falla, como se observa en la figura 18.

Zona I, Es la que se encuentra inmediatamente debajo de la cimentación, tiene forma de cuña y no puede penetrar en el suelo a menos que la presión de los lados inclinados AC y BC alcance la presión pasiva del suelo adyacente. Al moverse la zona I lo hace verticalmente hacia abajo junto con la cimentación.

Zona II, de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF siendo arcos de una espiral logarítmica.

Zona III, dos zonas pasivas de Rankine triangular AFH y CEG.

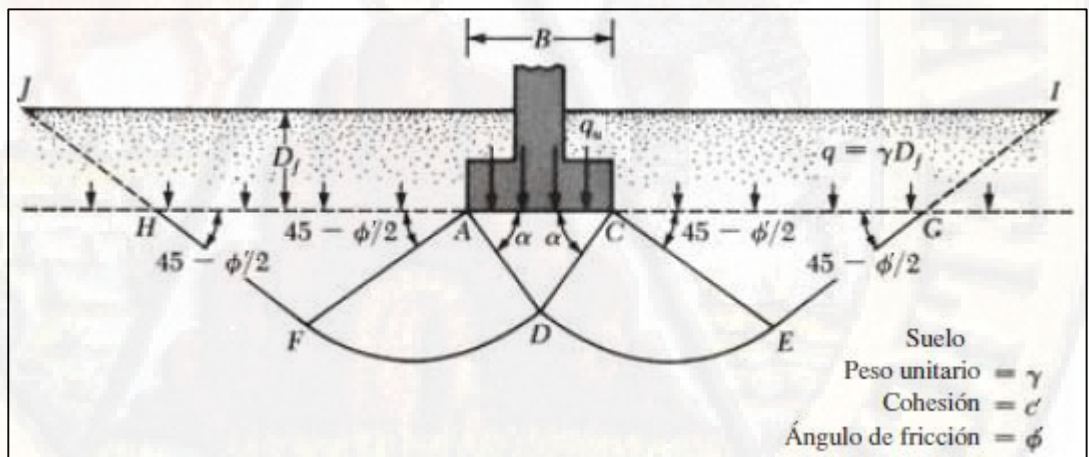


Figura 18: Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida en grava.

Terzagui, (1943), desarrollo una fórmula para capacidad última de carga q_u que es aplicable sólo a cimentaciones superficiales y que involucra los efectos de fricción y cohesión entre el suelo y la base del cimientto.

Por lo tanto usando el análisis de equilibrio, la primera expresión de capacidad de carga última es:

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (4)$$

Donde:

c : cohesión del suelo de fundación.

q : sobrecarga efectiva sobre el nivel de desplante $= \gamma D_f$

B : ancho del cimiento corrido.

γ : peso específico efectivo del suelo debajo del nivel de desplante (D_f).

N_c, N_q, N_γ = se denominan factores de capacidad de carga debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo respectivamente.

Estos coeficientes adimensionales dependen del valor φ , ángulo de fricción interna del suelo.

$$\begin{aligned} N_c &= (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q &= \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \varphi\right) \tan \varphi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \\ N_\gamma &= 2 (N_q + 1) \tan \varphi \end{aligned} \quad (5)$$

Los valores de los factores de capacidad de carga definidos por las ecuaciones anteriores se dan en la Tabla 6.

Tabla 6. Factores de capacidad de carga de acuerdo a Terzagui

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.48	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36

11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Fuente: (Das B. M., 2013)

La capacidad portante para el caso de cimentaciones cuadradas o circulares, no existe teoría alguna, por lo cual el propio Terzagui, (1943) sugirió una modificación de la ecuación (4), basado en resultados experimentales que se presenta en las siguientes ecuaciones:

Para cimentaciones cuadradas y circulares, Terzagui sugirió las siguientes ecuaciones para la capacidad última de carga del suelo:

Cimentación cuadrada

$$q_u = 1.3 cN_c + qN_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (6)$$

Cimentación circular

$$q_u = 1.3 cN_c + qN_q + 0.6 \gamma R N_\gamma \quad (7)$$

Donde:

R= Radio de la zapata circular

Para obtener la capacidad de carga ultima de cimentaciones con respecto a la falla local, Terzagui corrigió su teoría, reduciendo los valores de cohesión y fricción de acuerdo a las expresiones siguientes:

$$c' = \frac{2}{3} c \quad (8)$$

$$\tan \varphi' = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad (9)$$

A partir de las expresiones presentadas se obtiene las ecuaciones para determinar la capacidad portante última para falla local, que se muestra a continuación:

$$q_u = \frac{2}{3} cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} \gamma BN'_\gamma \quad (\text{Cimentación corrida}) \quad (10)$$

$$q_u = 0.867 cN'_c + qN'_q + 0.4 \gamma BN'_\gamma \quad (\text{Cimentación cuadrada}) \quad (11)$$

$$q_u = 0.867 cN'_c + qN'_q + 0.3 \gamma BN'_\gamma \quad (\text{Cimentación circular}) \quad (12)$$

B. Teoría de Meyerhof

(Meyerhof, 1951), toma en consideración los esfuerzos cortantes que se presentan en el suelo sobre el nivel de desplante de la cimentación. En la ecuación propuesta por Meyerhof incluye los factores de forma S_q , de profundidad d_c y también los factores de inclinación i_γ .

De esta manera Meyerhof, presenta la ecuación general de capacidad última de carga.

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (13)$$

Notación:

s: factor de forma

d: factor de profundidad,

i : factor de inclinación de la carga

Carga vertical:

$$q_u = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (14)$$

Factores de carga

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (15)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \quad (16)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \quad (17)$$

Factores de forma

Para $\varphi = 0$

$$s_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (18)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad (19)$$

Para $\varphi \geq 10$

$$s_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (20)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (21)$$

Factores de profundidad.

Para $\varphi = 0$

$$d_c = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{L} \right) \quad (22)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad (23)$$

Para $\varphi \geq 10$

$$d_c = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{L} \right) \quad (24)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{L} \right) \sqrt{\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (25)$$

Factores de inclinación.

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi} \right)^2 \quad (26)$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2 \quad (27)$$

Donde: θ = inclinación de la carga respecto a la vertical

Fuente: (Das B. M., 2013)

C. Teoría de Jorge Brinch Hansen

Capacidad portante de una ecuación inclinada de cualquier forma

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (28)$$

Notación:

s: forma

d: profundidad,

i: inclinación de la carga

b: inclinación de la base del cimiento

g: inclinación de la superficie del terreno.

Para $\varphi = 0$

$$q_u = (\pi + 2)c_u(1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) + q \quad (29)$$

Factores de capacidad portante

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (30)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi} \quad (31)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan(\varphi) \quad (32)$$

Factores de forma, según (Hansen, 1970), para cimentaciones rectangulares ($B < L$) y cuadradas.

Dirección de la carga: perpendicular a la base del cimiento.

$$s_a = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L}\right) \quad (33)$$

$$s_c = 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (34)$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \varphi \quad (35)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad (36)$$

Dirección de la carga: es inclinado en la base de dimensión “B”

$$s_a = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \cdot i_{CB} \quad (37)$$

$$s_c = 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \cdot i_{CB} \quad (38)$$

$$s_q = 1 + i_{qB} \cdot \frac{B}{L} \sin \varphi \quad (39)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B \cdot i_{qB}}{L \cdot i_{qB}} \quad (40)$$

Dirección de la carga: Inclinación en el plano de la dimensión “L”.

$$s_a = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \cdot i_{CL} \quad (41)$$

$$s_c = 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \cdot i_{CL} \quad (42)$$

$$s_q = 1 + i_{qL} \cdot \frac{B}{L} \sin \varphi \quad (43)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{L \cdot i_{\gamma L}}{B \cdot i_{\gamma B}} \quad (44)$$

$$s_{qH} = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi \quad (45)$$

Factores de profundidad.

Para cimientos superficiales: $D_f/B \leq 1$

$$d_a = 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (46)$$

$$d_c = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (47)$$

$$d_c = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (48)$$

$$d_c = 1 \quad (49)$$

Para cimientos profundos: $D_f/B > 1$

Donde el factor $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ está en radianes.

$$d_a = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (50)$$

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (51)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (52)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (53)$$

Factores de inclinación del terreno

$$g_a = \frac{\beta}{147^\circ} \quad (54)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147^\circ} \quad (55)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5 \quad (56)$$

Factores de inclinación de la base del cimiento

$$b_a = \frac{2\delta}{\pi + 2} + \delta \frac{\delta^\circ}{147^\circ} \quad (57)$$

$$b_c = 1 - \frac{\delta^\circ}{147^\circ} \quad (58)$$

$$b_q = e^{-2\delta \tan \varphi} \quad (59)$$

$$b_\gamma = e^{-2\delta \tan \varphi} \quad (60)$$

2.2.10 Efectos de nivel freático en la capacidad de carga admisible

Dependiendo de la localización del nivel del agua, son necesarias ciertas modificaciones en la ecuación de capacidad de carga. (Das B. M., 2013)

Caso I: Cuando el nivel de agua se localiza de forma que, $0 \leq D_1 \leq D_f$

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

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

Donde:

q = Sobrecarga efectiva

γ_w = Peso específico del agua

γ_{sat} = Peso específico saturado del agua

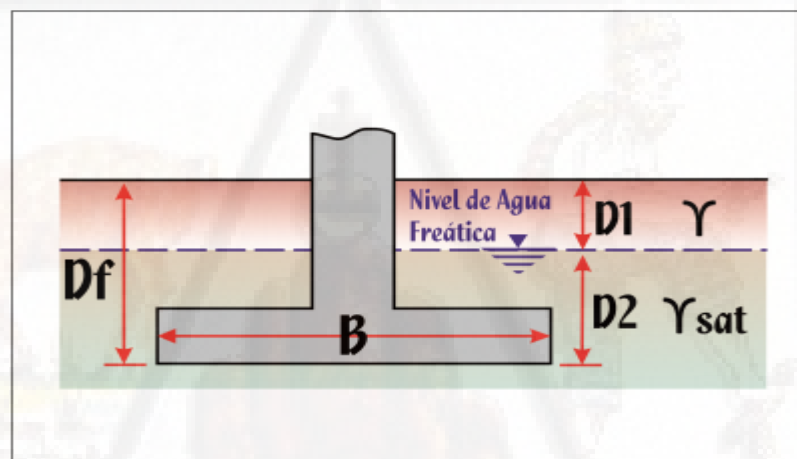


Figura 19: Efecto del nivel freático, caso I

Caso II: Cuando el nivel de agua se localiza de forma que, $0 \leq d \leq B$.

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

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

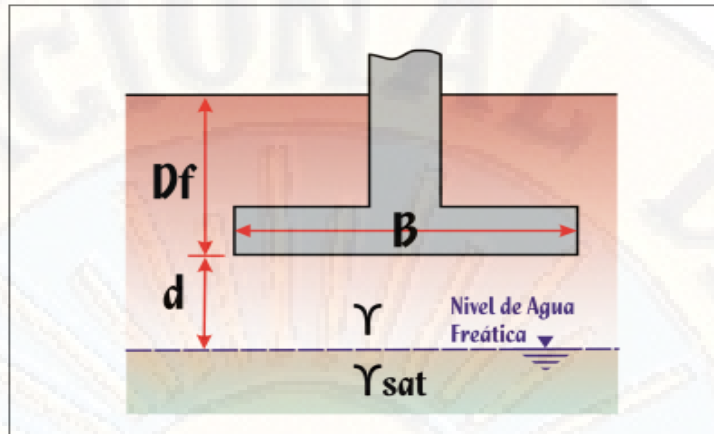


Figura 20: Efecto del nivel freático, caso II

Caso III : $d \geq B$

El agua no afectará la capacidad de carga última

2.2.11 Factor de seguridad

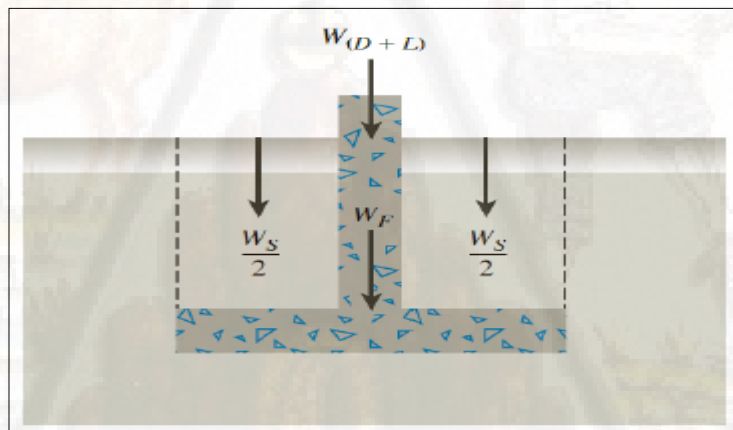


Figura 21: Cargas que se presentan en la cimentación superficial.

Donde:

q_{total} = Sobrecarga total

$W_{(D+L)}$ = Carga de servicio

W_s = Carga del suelo

W_F = Carga de la cimentación

$$q_{\text{total}} = \frac{q_u}{F_s}$$

$$q_{\text{total}} = \frac{q_u}{F_s} = \left[\frac{W_{(D+L)} + W_F + W_s}{A} \right]$$

2.2.11 Asentamientos

Se sabe desde años atrás que estructuras de cimentaciones superficiales apoyadas en terrenos blandos, sufren asentamientos considerables e incluso se hunden. Antiguamente se vio la necesidad de cimentar sobre pilotes o pilares – pozos que atravesaran la capa blanda y descansaran en estratos más firmes. Pero, si bajo una capa de arena existe una arcilla blanda, las consecuencias no serán tan difíciles de prever. A partir de ello que los estratos confinados de arcilla se tiene que estudiar a fondo, para prevenir y calcular los asentamientos. (Gonzáles , 2001)

2.3. Bases conceptuales.

2.3.1 Análisis de cimentaciones superficiales por elementos finitos.

Este método denominado elementos finitos es una alternativa a los métodos clásicos. Para el comportamiento esfuerzo – deformación del suelo se han desarrollado numerosos métodos de análisis que abarcan modelos constitutivos. Los criterios que usan estos métodos son de asimetría, deformación plana y condiciones tridimensionales en problemas de interacción suelo – estructura. El método de análisis depende en gran parte de las relaciones entre los esfuerzos y deformaciones de los materiales involucrados en la estructura geotécnica. (Geomec, 1982)

El uso de programas de computador en geotecnia y demás campos de la ingeniería son importantes y de gran ayuda, debido que permiten resolver ecuaciones muy grandes y que involucran numerosas iteraciones. Al procesar mayor número de ecuaciones el resultado que se obtendrá será más preciso, además los resultados se obtendrán rápidamente debido al computador.

A lo largo del tiempo, la teoría y experiencia acumuladas demuestran que la obtención de resultados de los fenómenos mecánicos con fidelidad, es necesario una malla más compacta, debido al aumento del sistema de ecuaciones a resolver.

2.4. Definición de términos.

2.4.1 Estructura del suelo:

Este término se refiere al orden y distribución de las partículas sólidas en suelo.

2.4.2 Bufamiento:

Es el fenómeno que se presenta en una excavación consistiendo en la elevación del nivel del terreno en la superficie la erosión ya afectada.

2.4.3 Modelo Constitutivo:

Conjunto de ecuaciones que describen el comportamiento de un material en términos de relaciones empíricas, semiempíricas y en lo posible, teóricas. Los modelos constitutivos están expresados generalmente en forma de ecuaciones diferenciales de manera que los incrementos infinitesimales en un elemento dado están asociados con incrementos infinitesimales de un elemento asociado.

2.4.4 Saturación:

Efecto de constitución de partículas de agua interactuando en una masa de suelo, fusionándose con las muestras de suelo, despreciando el efecto de corte en ello, alterando sus características geo mecánicas.

2.4.5 Succión:

Alteración de los suelos parcialmente saturados, caracterizado por su comportamiento, curva de retención de agua, provocando una zona de saturación.

2.4.6 Dilatancia:

Cuando un suelo al ser sometido a esfuerzo de corte, ello tiende a aumentar su volumen, ya modificando sus propiedades físicas.

2.4.7 Esfuerzos totales:

Son esfuerzos actuantes interiores en una masa de suelo a un incremento de presiones, producidos por algún tipo de estructura u obra de ingeniería.

2.5. Hipótesis.

2.5.1 Hipótesis general.

Las condiciones de Suelos parcialmente saturado influyen en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica.

2.5.2 Hipótesis específica.

- El nivel freático (D_w) influye en el Peso unitario del suelo (γ) en la respuesta de cimentaciones superficiales bajo condiciones de suelos parcialmente saturado en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica.
- El nivel freático (D_w) influye en la respuesta de cimentaciones superficiales bajo condiciones de suelos parcialmente saturado en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica.

2.6 Variables.

2.6.1 Variable Independiente.

Suelo parcialmente saturado

2.6.2 Variable Dependiente.

Respuesta de cimentaciones superficiales

2.7 Operacionalización de variables.

Tabla 7. Operacionalización de Variables.

Variables	Dimensiones	Indicadores	Ítems
Dependiente: Respuesta de cimentaciones superficiales	Angulo de fricción interna del suelo (ϕ)	Granulometría	grados ($^{\circ}$)
	Cohesión del suelo (C).	Plasticidad	kg/m ²
	Peso unitario del suelo (γ)	Peso unitario	tn/m ³
Independiente: Condiciones de Suelos parcialmente saturado	Altura de nivel freático (Dw).	Dimensión	m
	Desplante de la cimentación (Df).	Dimensión	m

Fuente. Elaboración Propia.

CAPITULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 Ámbito temporal y espacial

3.1.1 Ámbito temporal

El ámbito temporal de la investigación se realizara en el año 2019. Tanto los datos obtenidos en campo como en laboratorio para realizar el trabajo de investigación se realizaron en dicho año.

3.1.1 Ámbito espacial

El ámbito espacial de la investigación a realizar se llevara a cabo en el sector de Quintanilla Pampa, distrito de Ascensión – Huancavelica.



Figura 22: Ubicación del lugar donde se realizó la investigación.

3.2 Tipo de investigación.

La presente investigación es de tipo **Aplicada**, debido a que se distingue por tener propósitos prácticos bien definidos, es decir se investiga para actuar transformar, modificar o producir cambios en un determinado sector de la realidad. Según (Carrasco , 2005)

3.3 Nivel de investigación.

La presente investigación corresponde al **nivel Explicativo**, porque está dirigido a responder por las causas de los eventos y fenómenos físicos. Como su nombre lo indica, su interés se centra en explicar porque ocurre un fenómeno y en qué condiciones se manifiesta o porque se relacionan dos o más variables (Hernández , Fernández, & Baptista, 2014)

3.3.1 Método de investigación.

El método de investigación es Experimental. Porque se realizará ensayos de laboratorio en especímenes de muestra de suelo, elaborando ensayos requeridos para la evaluación de la respuesta de cimentaciones superficiales bajo condiciones de suelos saturados y los factores principales de estudio.

Métodos Analíticos

Distingue las partes de un todo procediendo a la revisión ordenada de cada uno de los elementos por separado, es útil para trabajos documentales que consiste en revisar en forma separada todo el acopio del material necesario para la investigación. (Gutiérrez Sánchez, 1990).

Métodos numéricos

Es el razonamiento mediante el cual se pretende llegar a leyes. Ser parte del análisis de ejemplos concretos descomponiéndose en partes para posteriormente llegar a una conclusión, parte de una verdad universal para obtener conclusiones particulares, teniendo una doble función el cual es encubrir consecuencias desconocidas de principios conocidos. (Cano, 1975).

Métodos empíricos

Se basa en la filosofía afirmando que todo conocimiento está basado en experiencias, mientras que niega la posibilidad de ideas espontaneas o pensamiento a priori. Estos datos empíricos son sacados de las diferentes pruebas acertadas y de los errores cometidos en dicho proceso, se ocupa de la realidad sensible del mundo, al contrastar prueba con hechos reales, si se toma mal la muestra los resultados seguros serán inoperantes. (Cano 1975).

3.3.2 Diseño de investigación.

DG: Experimental.

DE: Pre experimental

GE: O1 X O2
 →

Dónde: (X) Suelo parcialmente saturado

GE = Grupo Experimental.

O1 = Pre Test

O2 = Post test

3.4 Población muestra y muestreo.

3.4.1 Población.

El sector de Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica.

3.4.2 Muestra.

El estudio será representado por 3 calicatas.

3.4.2 Muestreo.

No probabilístico

Técnica: muestreo intencional, ya que las calicatas tomadas poseen las características necesarias para la investigación.

3.5 Técnicas instrumentos de recolección de datos

3.5.1 Instrumentos.

2.2.1.2 Instrumentos Bibliográficos.

Haremos uso de los libros y revistas, tesis que traten del tema en forma general y también de aquellos textos y revistas que tocan el tema en forma puntual

3.5.1.2 Instrumentos de laboratorio.

Se hará uso de laboratorio de suelos y tecnología de materiales, y para la realización de ensayos.

Los instrumentos utilizados:

- Datos de campo (in situ).
- Máquina de ensayo a compresión. (Triaxial)
- Cono de arena, para hallar la densidad in situ.
- Formatos de laboratorio.

3.5.2 Técnicas para recolección de datos

Las principales técnicas que se utilizará en este estudio serán por observación directa, análisis de documentos.

Para realizar los ensayos en laboratorio tales como; límites de Atterberg, contenido de humedad, ensayo triaxial se realizaran calicatas.

3.5.2.1 Recolección de Datos.

La recolección de datos de la investigación se realizará en forma directa, la primera etapa a través del muestreo, que consiste en realizar 3 calicatas, de donde se tomara dos muestras de suelo de los dos últimos estratos de cada calicata, esto con la finalidad de tener una mejor amplitud del suelo en estudio; para luego llevarlos al laboratorio y obtener los parámetros geotécnicos que

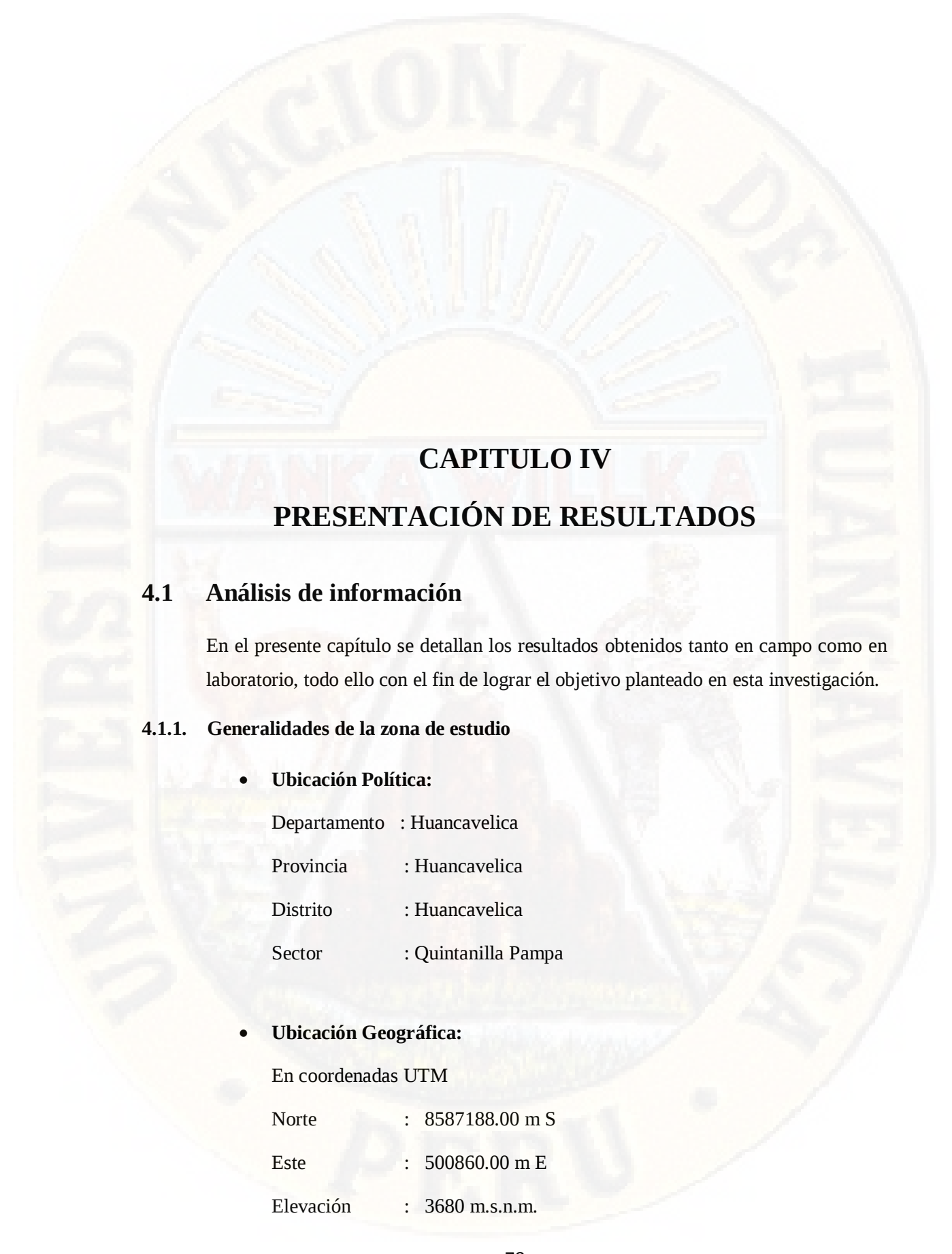
son importantes en nuestra investigación y la segunda etapa a partir ensayos anotándolos en los formatos respectivos de acuerdo a los procedimientos técnicos y normativos establecidos y en función al cronograma establecido del proyecto de tesis; así como las fechas de obtención de los ensayos requeridos, fecha de los respectivos ensayos de resistencia a la compresión axial ASTM C39.

3.6 Técnicas y procesamiento de análisis de datos.

Para el procesamiento y análisis de los datos se utilizó equipos de laboratorio, programas de ingeniería, Programa estadístico Hoja de cálculo de Microsoft Office Excel 2016, tomando en cuenta que los datos obtenidos son variables cuantitativas y cualitativas.

Para la presente investigación, se hará uso de los siguientes programas.

- AUTOCAD CIVIL 3D
- SAP 2000 V.19.4
- SAFE V.19.4
- SAS ESTUDIO 9.4
- MICROSOFT EXCEL.
- MICROSOFT WORD.



CAPITULO IV

PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Análisis de información

En el presente capítulo se detallan los resultados obtenidos tanto en campo como en laboratorio, todo ello con el fin de lograr el objetivo planteado en esta investigación.

4.1.1. Generalidades de la zona de estudio

- **Ubicación Política:**

Departamento : Huancavelica
Provincia : Huancavelica
Distrito : Huancavelica
Sector : Quintanilla Pampa

- **Ubicación Geográfica:**

En coordenadas UTM

Norte : 8587188.00 m S
Este : 500860.00 m E
Elevación : 3680 m.s.n.m.

4.1.2. Procesamiento de datos

4.1.2.1. Ubicación de calicatas

La ubicación de calicatas se tomó con la intención de que represente el suelo de la zona a estudiar. Se realizaron tres calicatas y se extrajo 2 muestras por cada calicata esto con la finalidad de obtener mejores resultados en nuestra investigación.

Tabla 8: Ubicación de calicatas

UBICACIÓN DE CALICATAS			
Calicata N°	Ubicación	Clasificación de suelo	
		AASHTO	SUCS
1.00	Jr. Mercurio (en el parque)	(A - 1 - a)(0)	ML-CL-SP
2.00	Jr. Mercurio	(A - 1 - a)(0)	ML-CL-SP
3.00	Jr. Malecón Independencia	(A - 1 - a)(2)	CL-SP-GP-SP

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.2. Ensayo de mecánica de suelos

Estos ensayos se realizaron en el laboratorio de Geotecnia de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Huancavelica.

4.1.2.3. Densidad del suelo.

Para la obtención de la densidad del suelo se ha utilizado el método de cono de arena la cual se menciona en la NTP 339.143 (ASTM D1556).

Tabla 9: Densidad de los estratos de cada calicata estudiada.

Calicata N°	DENSIDAD	Estrato 1	Estrato 2	Estrato 3	Unid
1.00	Densidad seca (γ)	1.50	1.63	1.51	gr/cm3
	Densidad húmeda (γ)	-	1.88	1.74	gr/cm3
2.00	Densidad seca (γ)	1.67	1.76	1.76	gr/cm3
	Densidad húmeda (γ)	1.92	2.03	2.03	gr/cm3
3.00	Densidad seca (γ)	1.59	1.93	1.63	gr/cm3
	Densidad húmeda (γ)	-	2.22	1.88	gr/cm3

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.4. Contenido de humedad del suelo

Conocer el agua en los suelos es muy importante en la ingeniería debido a que esta característica nos ayuda a explicar el comportamiento y resistencia de los suelos.

El contenido de humedad nos sirve para determinar la cantidad de agua presente en cierta cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco.

De acuerdo a la NTP 339.127 (ASTM D2216), se obtuvo el contenido de humedad de las muestras a estudiar.

Tabla 10: Contenido de humedad de la calicata N° 01.

CONTENIDO DE HUMEDAD					
Calicata-01		Estrato: E1		Estrato: E2	
Tara Numero	Unidades	1	2	3	4
Peso Tara+Muestra Húmeda	Gr	161.7	156.06	152.81	160.95
Peso Tara+Muestra seca	Gr	145.72	139.89	140.09	150.2
Peso de la Tara	Gr	35.57	35.88	35.72	36.35
Peso de la Muestra Seca	Gr	110.15	104.01	104.37	113.85
Peso del Agua	Gr	15.98	16.17	12.72	10.75
Contenido de humedad	%	14.51	15.55	12.19	9.44
Promedio (contenido de humedad (%))		15.03		10.82	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11: Contenido de humedad de la calicata N° 02.

CONTENIDO DE HUMEDAD					
Calicata-02		Estrato: E1		Estrato: E2	
Tara Numero	Unidades	1	2	3	4
Peso Tara+Muestra Húmeda	Gr	142.62	146.48	147.35	144.28
Peso Tara+Muestra seca	Gr	124.71	127.84	132.13	128.49
Peso de la Tara	Gr	36.61	36.69	36.53	35.77
Peso de la Muestra Seca	Gr	88.1	91.15	95.6	92.72
Peso del Agua	Gr	17.91	18.64	15.22	15.79
Contenido de humedad	%	20.33	20.45	15.92	17.03
Promedio (contenido de humedad (%))		20.39		16.48	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12: Contenido de humedad de la calicata N° 03.

CONTENIDO DE HUMEDAD					
Calicata-03		Estrato: E1		Estrato: E2	
Tara Numero	Unidades	1	2	3	4
Peso Tara+Muestra Húmeda	Gr	218.37	242.13	218.37	242.13
Peso Tara+Muestra seca	Gr	186.86	211.3	186.86	211.3
Peso de la Tara	Gr	36.34	36.53	36.34	36.53
Peso de la Muestra Seca	Gr	150.52	174.77	150.52	174.77
Peso del Agua	Gr	32.01	30.83	32.01	30.83
Contenido de humedad	%	21.27	17.64	21.27	17.64
Promedio (contenido de humedad (%))		19.46		19.46	

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.5. Límites de Atterberg

La consistencia de los suelos se separa entre sí mediante fronteras de humedad, que son los límites de Atterberg.

La consistencia de un suelo depende de forma directa de su contenido de humedad, sufriendo el suelo modificaciones considerables de su consistencia con la variación de su humedad.

Tabla 13: Límites de consistencia de la calicata N° 01.

LIMITES DE CONSISTENCIA		
CALICATA N°01		
LIMITE LIQUIDO:	LL=	20.50%
LIMITE PLASTICO:	LP=	19.00%
INDICE DE PLASTICIDAD:	IP =	1.50%
CONTENIDO DE HUMEDAD:	Wn=	20.39%
GRADO DE CONSISTENCIA:	Kw=	0.931829
GRADO DE CONSISTENCIA:		Plastica

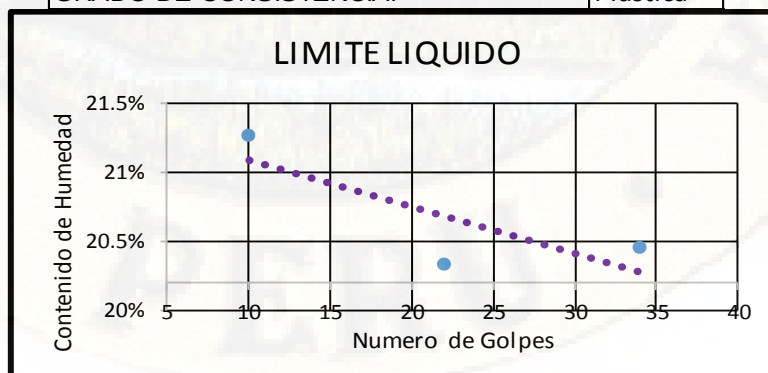


Tabla 14: Límites de consistencia de la calicata N° 02.

LÍMITES DE CONSISTENCIA		
CALICATA N°02		
LÍMITE LÍQUIDO:	LL=	14.00%
LÍMITE PLÁSTICO:	LP=	12.92%
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:	IP =	1.08%
CONTENIDO DE HUMEDAD:	Wn=	15.03%
GRADO DE CONSISTENCIA:	Kw=	0.859614
GRADO DE CONSISTENCIA:		Plástica

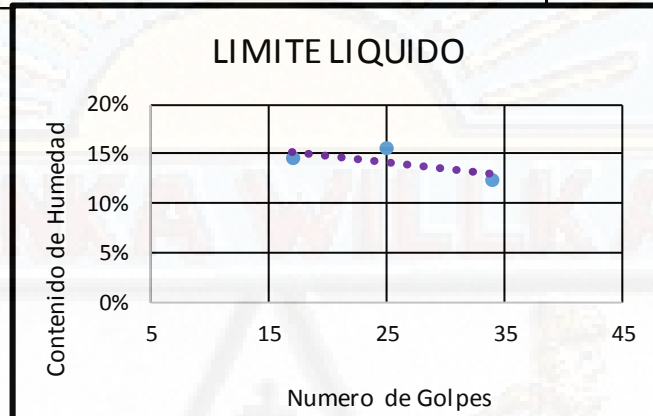


Tabla 15: Límites de consistencia de la calicata N° 03.

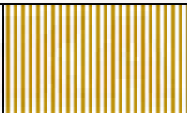
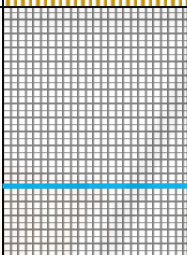
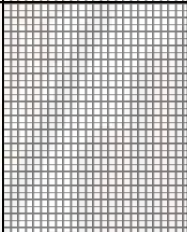
LÍMITES DE CONSISTENCIA		
CALICATA N°03		
LÍMITE LÍQUIDO:	LL=	NP
LÍMITE PLÁSTICO:	LP=	NP
ÍNDICE DE PLASTICIDAD:	IP =	NP

En la calicata N° 03 no presenta Límites de consistencia (Límite líquido y Límite Plástico) por ser un suelo granular.

4.1.2.6. Perfil estratigráfico

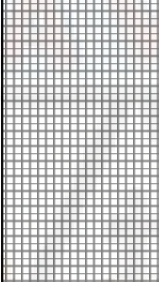
Este perfil nos permite visualizar las características del suelo en estudio. Mediante las calicatas realizadas y los ensayos de mecánica de suelos como el análisis granulométrico se pudo definir el tipo de estrato y las características de éste; así también se identificó a que altura se encuentra el nivel freático.

Perfil estratigráfico calicata N°01

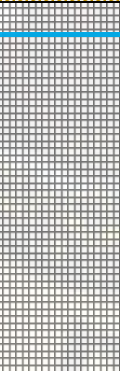
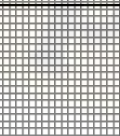
PERFIL ESTRATIGRÁFICO					
Calicata : 1			Lugar: Quintanilla Pampa		
Profundidad (m)	Muestra	Estrato	Clasificación SUCS	Descripción	
0.00					
0.20	E1		ML - CL	Material inorganico de limos y arcillas de baja plasticidad, compuesto por material limo arenoso con particulas de grava.	
0.40					
0.60					
0.80					
1.00	E2		SP N.F. ▼	Material marrón claro, arenoso gravoso con pocas arcillas o nada	
1.20					
1.40					
1.60					
1.80	E3		SP		
2.00					
2.20					
2.40					
2.60					
2.80					
3.00					
3.20					
3.40					

- En la calicata N°01, observamos que el nivel freático se encuentra a 1.60 m de la superficie y que en el primer estrato el material es inorgánico de limos y arcillas de baja plasticidad. El segundo y tercer estrato presentan un material poco gravoso con poca arcilla.

Perfil estratigráfico calicata N°02

PERFIL ESTRATIGRÁFICO				
Calicata : 2		Lugar: Quintanilla Pampa		
Profundidad (m)	Muestra	Estrato	Clasificación SUCS	Descripción
0.00				
0.20	E1		ML - CL N.F. ▼	Material inorganico, de limos y arcillas de baja plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas de color marron en estado semi húmedo.
0.40				
0.60				
0.80				
1.00				
1.20				
1.40				
1.60	E2		SP	Material marrón oscuro, arenoso gravoso con pocas arcillas o nada
1.80				
2.00				
2.20				
2.40				
2.60				
2.80				
3.00				
3.20				
3.40				

Perfil estratigráfico calicata N°03

PERFIL ESTRATIGRÁFICO				
Calicata : 3		Lugar: Quintanilla Pampa		
Profundidad (m)	Muestra	Estrato	Clasificación SUCS	Descripción
0.00				
0.20	E1		CL	Material inorganico, de limos y arcillas de baja plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas de color marron en estado semi húmedo.
0.40				
0.60				
0.80	E2		GP - SP	Suelo marrón oscuro, arena con gravas de canto rodado y bolones mayores a 3 pulgadas.
1.00				
1.20				
1.40				
1.60				
1.80				
2.00				
2.20				
2.40				
2.60				
2.80	E3		GP - SP	
3.00				
3.20				
3.40				
3.50				

4.1.2.7. Análisis granulométrico y tipo de suelo

Tabla 16: Análisis Granulométrico de la calicata N° 01.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO (ASTM D422-2216)										
TESIS		: "RESPUESTA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES BAJO CONDICIONES DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADO EN QUINTANILLA PAMPA, ASCENSIÓN - HUANCARELICA"								
TESISTAS :		Bach. URETA POMA, Waldir Alex Bach. OLARTE ROMERO, Joel Edson								
UBICACIÓN		: Quintanilla Pampa				FECHA : 10/08/2019				
CALICATA		: C-1				PROFUNDIDAD : 3.40 m				
Peso Inicial de la Muestra Seca			2259.10	Gr	Ubicación :		D60 =	11.98	Cu =	25.489
Peso de la Muestra Después del Lavado			2184.28	Gr	Estrato :		D30 =	2.40	Cc =	1.023
Perdida por Lavado			74.82	Gr	Potencia:		D10 =	0.47		
Tolerancia	3.31	%	Desechar Ensayo							
Tamiz	Abertura	Retenido		% Q' Pasa						
	(mm)	(gr.)	(%)							
3"	76.20	0.00	0.00	100.00						
2 1/2"	63.50	39.85	1.76	98.24						
2"	50.80	0.00	0.00	98.24						
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	98.24						
1"	25.40	83.72	3.71	94.53						
3/4"	19.05	38.77	1.72	92.81						
1/2"	12.70	76.39	3.38	89.43						
3/8"	9.53	51.33	2.27	87.16						
1/4"	6.35	181.08	8.02	79.14						
N° 4	4.76	148.04	6.55	72.59						
N° 8	2.38	337.11	14.92	57.67						
N° 10	2.00	78.96	3.50	54.17						
N° 16	1.19	248.19	10.99	43.19						
N° 20	0.84	168.55	7.46	35.73						
N° 30	0.59	193.53	8.57	27.16						
N° 40	0.42	197.79	8.76	18.41						
N° 50	0.30	173.83	7.69	10.71						
N° 60	0.25	85.93	3.80	6.91						
N° 80	0.18	96.00	4.25	2.66						
N° 100	0.15	29.95	1.33	1.33						
N° 200	0.07	26.41	1.17	0.16						
Cazoleta		3.67	0.16	0.00						
Total Retenido :		2259.10	54.17							

CURVA GRANULOMÉTRICA

Tamaño del Grano (mm)

Fuente: Elaboración propia

- De acuerdo al análisis granulométrico realizado en esta calicata, el suelo es de grano grueso debido a que el porcentaje (%) que pasa por el tamiz N° 200 es menor que el 50% y es arena debido a que el % que pasa por el tamiz N° 4 es mayor que el 50%.

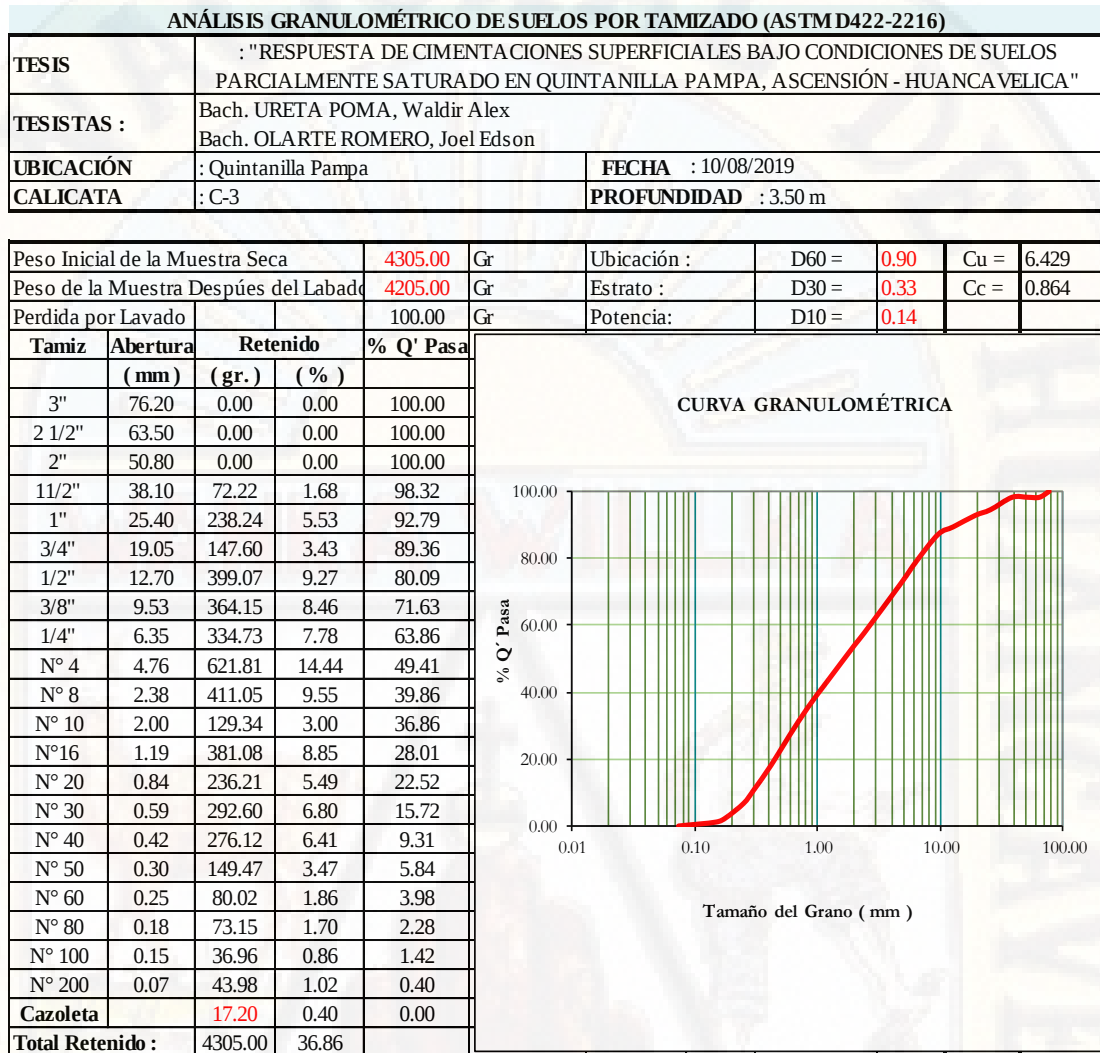
Tabla 17: Análisis Granulométrico de la calicata N° 02.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO (ASTM D422-2216)									
TESIS	: "RESPUESTA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES BAJO CONDICIONES DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADO EN QUINTANILLA PAMPA, ASCENSIÓN - HUANCAVELICA"								
TESISTAS :	Bach. URETA POMA, Waldir Alex Bach. OLARTE ROMERO, Joel Edson								
UBICACIÓN	: Quintanilla Pampa					FECHA	: 10/08/2019		
CALICATA	: C-2					PROFUNDIDAD	: 3.40 m		
Peso Inicial de la Muestra Seca		2100.08	Gr	Ubicación :	D60 =	0.90	Cu =	6.429	
Peso de la Muestra Después del Labado		2084.28	Gr	Estrato :	D30 =	0.33	Cc =	0.864	
Perdida por Lavado		15.80	Gr	Potencia:	D10 =	0.14			
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	(%)	% Q' Pasa	CURVA GRANULOMÉTRICA				
3"	76.20	0.00	0.00	100.00					
2 1/2"	63.50	0.00	0.00	100.00					
2"	50.80	0.00	0.00	100.00					
1 1/2"	38.10	0.00	0.00	100.00					
1"	25.40	190.15	9.05	90.95					
3/4"	19.05	36.68	1.75	89.20					
1/2"	12.70	166.35	7.92	81.28					
3/8"	9.53	78.51	3.74	77.54					
1/4"	6.35	126.98	6.05	71.49					
N° 4	4.76	93.35	4.45	67.05					
N° 8	2.38	271.81	12.94	54.11					
N° 10	2.00	63.71	3.03	51.07					
N° 16	1.19	220.87	10.52	40.55					
N° 20	0.84	131.97	6.28	34.27					
N° 30	0.59	145.34	6.92	27.35					
N° 40	0.42	141.54	6.74	20.61					
N° 50	0.30	132.20	6.29	14.31					
N° 60	0.25	79.68	3.79	10.52					
N° 80	0.18	101.96	4.86	5.67					
N° 100	0.15	38.41	1.83	3.84					
N° 200	0.07	57.34	2.73	1.11					
Cazoleta		23.23	1.11	0.00					
Total Retenido :		2100.08	51.07						

Fuente: Elaboración propia

- De acuerdo al análisis granulométrico realizado en esta calicata, el suelo es de grano grueso debido a que el porcentaje (%) que pasa por el tamiz N° 200 es menor que el 50% y es arena debido a que el % que pasa por el tamiz N° 4 es mayor que el 50%.

Tabla 18: Análisis Granulométrico de la calicata N° 03.



Fuente: Elaboración propia

- De acuerdo al análisis granulométrico realizado en esta calicata, el suelo es de grano grueso debido a que el porcentaje (%) que pasa por el tamiz N° 200 es menor que el 50% y el material es grava bien graduada con arena debido a que el % que pasa por el tamiz N° 4 es menor que el 50%.

4.1.2.8. Ensayo Triaxial

Se realizó el ensayo Triaxial en el laboratorio de la UNH, para la obtención de los parámetros geotécnicos tales como el coeficiente de fricción del suelo y la cohesión, los cuales son importantes para el desarrollo de la presente investigación.

Tabla 19: Resumen del ensayo Triaxial

Resumen de resultados obtenidos con el ensayo Triaxial						
Calicata	Estrato	Profundidad	peso específico saturado (gr/cm3)	peso específico seco (gr/cm3)	Angulo De Fricción (Φ)(°)	Cohesión (kg/cm2)
C - 1	E1	0.00 - 0.60	-	1.50	18	0.212
	E2	0.60 - 2.00	1.88	1.63	27.53	0.144
	E3	2.00 - 3.40	1.74	1.51	31.87	0.345
C - 2	E1	0.00 - 1.80	1.92	1.67	24.31	0.265
	E2	1.80 - 3.40	2.03	1.76	28.57	0.377
C - 3	E1	0.00 - 0.60	-	1.59	19	0.406
	E2	0.60 - 2.80	2.22	1.93	28.97	0.000
	E3	2.80 - 3.50	1.88	1.63	28.81	0.000

Fuente: Elaboración propia

4.1.3. Análisis de resultados

4.1.3.1. Determinación de la capacidad portante

Para determinar la capacidad última del suelo se empleó el método de Meyerhoof, para luego hallar la capacidad portante de esté.

A partir de los tres casos presentados por el autor Braja M. Das, se plantea cuatro casos, que están en función del nivel freático y la altura de desplante de la cimentación.

PRIMER CASO

Caso I: Cuando el nivel de agua se localiza de forma que el nivel del agua (D_w) sea **menor** que la altura de desplante y mayor que cero, $0 \leq D_w \leq D_f$.

$$q = D_w \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

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

Donde:

q = Sobrecarga efectiva

γ_w = Peso específico del agua

γ_{sat} = Peso específico saturado del agua

D_w = Nivel de freático

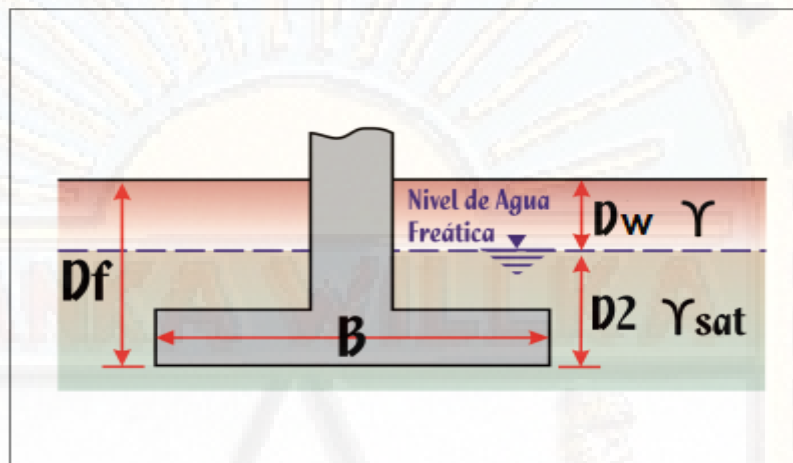


Figura 19: Efecto del nivel freático, caso I

CALICATA 01

Tabla 20: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 01, caso I.

Parámetros geotécnicos		CALICATA 01	
FRICCION ϕ	27.53		
COHESION c	0.1439		
PESO ESPECIFICO (γ)	1.63		
γ_{sat}	1.88		
D_f	Variado		
Meyerhof			
Factores de capacidad de carga		Factores de capacidad de forma	
N_c	24.9056	S_c	1.54
N_q	13.9816	$S_q = S_y$	1.27
N_y	10.3416		

Por Meyerhof se obtiene:

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
B(m)	L(m)	D_f (m)	q_u (kg/cm ²)	q_{adm} (kg/cm ²)
2.50	2.50	2.00	4.86	1.62
3.00	3.00	2.00	4.84	1.61

Fuente: Elaboración propia

CALICATA 02

Tabla 21: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 02, caso I.

Parámetros geotécnicos		CALICATA 02	
FRICCION ϕ =	24.31		
COHESION c	0.2654	kg/cm ²	
PESO ESPECIFICO (γ)	1.67	gr/cm ³	
γ_{sat}	1.92	gr/cm ³	
Df	Variado		
		Nivel Freático	
		Dw	1.20
		FS	3.0
		m	
Meyerhof		Factores de capacidad de forma	
Factores de capacidad de carga		Sc	1.48
Nc	19.7429	Sq = Sy	1.24
Nq	9.9184		
Ny	6.0232		

Por Meyerhof se obtiene:

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
B(m)	L(m)	Df(m)	q _u (kg/cm ²)	q _{adm} (kg/cm ²)
2.50	2.50	2.00	4.81	1.60
3.00	3.00	2.00	4.74	1.58

Fuente: Elaboración propia

CALICATA 03

Tabla 22: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 03, caso I.

Parámetros geotécnicos		CALICATA 03	
FRICCION ϕ =	28.81		
COHESION c	0	kg/cm ²	
PESO ESPECIFICO (γ)	1.63	gr/cm ³	
γ_{sat}	1.88	gr/cm ³	
Df	Variado		
		Nivel Freático	
		Dw	0.80
		FS	3.0
		m	
Meyerhof		Factores de capacidad de forma	
Factores de capacidad de carga		Sc	1.57
Nc	27.4534	Sq = Sy	1.29
Nq	16.0989		
Ny	12.8202		

Por Meyerhof se obtiene:

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
B(m)	L(m)	Df(m)	q _u (kg/cm ²)	q _{adm} (kg/cm ²)
2.50	2.50	2.00	2.54	0.85
3.00	3.00	2.00	2.62	0.87

Fuente: Elaboración propia

Caso II: Cuando el nivel de agua se localiza de forma que el nivel del agua (D_w), se encuentre por debajo de la cimentacion, $0 < (D_w - D_f) \leq B$

$$q = D_w \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

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

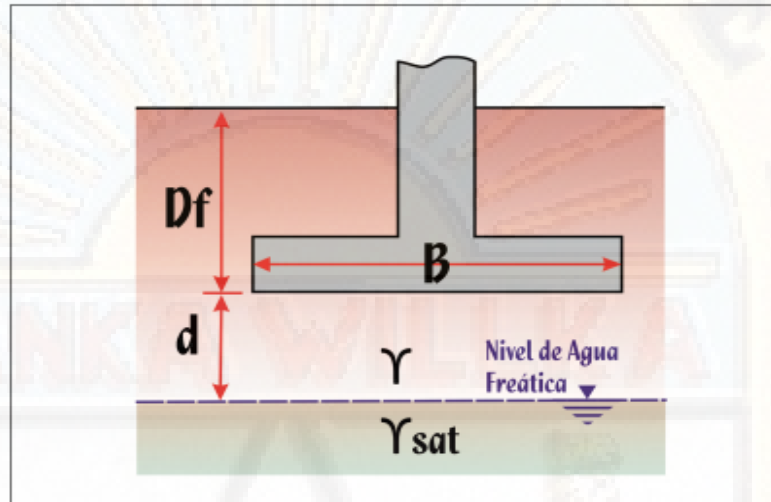


Figura 20: Efecto del nivel freático, caso II

CALICATA 01

Tabla 23: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 01, caso II.

Parámetros geotécnicos	
FRICCION ϕ	27.53
COHESION c	0.1439
PESO ESPECIFICO (γ)	1.63
γ_{sat}	1.88
Df	Variado

kg/cm²
gr/cm³
gr/cm³

Meyerhof

Factores de capacidad de carga	
Nc	24.9056
Nq	13.9816
Ny	10.3416

Por Meyerhof se obtiene:

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
B(m)	L(m)	Df(m)	qu (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
2.50	2.50	1.40	5.03	1.68
3.00	3.00	1.40	4.91	1.64

Fuente: Elaboración propia

CALICATA 01

Nivel Freático	
Dw	1.60
FS	3.0

m

Factores de capacidad de forma	
Sc	1.54
Sq = Sy	1.27

Tabla 24: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 02, caso II.

Parámetros geotécnicos		kg/cm2 gr/cm3 gr/cm3	CALICATA 02	
FRICCION ϕ =	24.31			
COHESION c	0.2654			
PESO ESPECIFICO (γ)	1.67			
γ_{sat}	1.92			
Df	Variado			
Meyerhof			Nivel Freático	
Factores de capacidad de carga			Dw	1.20
Nc	19.7429		FS	3.0
Nq	9.9184			
Ny	6.0232			
			Factores de capacidad de forma	
			Sc	1.48
			Sq =Sy	1.24

Por Meyerhof se obtiene:

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
B(m)	L(m)	Df(m)	qu (kg/cm2)	qadm (kg/cm2)
2.50	2.50	1.00	4.46	1.49
3.00	3.00	1.00	4.35	1.45

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 03, caso II.

Parámetros geotécnicos		kg/cm2 gr/cm3 gr/cm3	CALICATA 03	
FRICCION ϕ =	28.81			
COHESION c	0			
PESO ESPECIFICO (γ)	1.63			
γ_{sat}	1.88			
Df	Variado			
Meyerhof				
Factores de capacidad de carga			Factores de capacidad de forma	
Nc	27.4534		Sc	1.57
Nq	16.0989		Sq =Sy	1.29
Ny	12.8202			

Por Meyerhof se obtiene:

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
B(m)	L(m)	Df(m)	qu (kg/cm2)	qadm (kg/cm2)
2.50	2.50	0.60	2.41	0.80
3.00	3.00	0.60	2.41	0.80

Fuente: Elaboración propia

Caso III : $D_w = D_f$

Si el nivel del agua freático coincide con la parte inferior de la zapata, la magnitud de (q) será igual al peso específico por el desplante. Sin embargo la unidad de peso, en el tercer término de las ecuaciones de capacidad de carga deben reemplazarse por γ' .

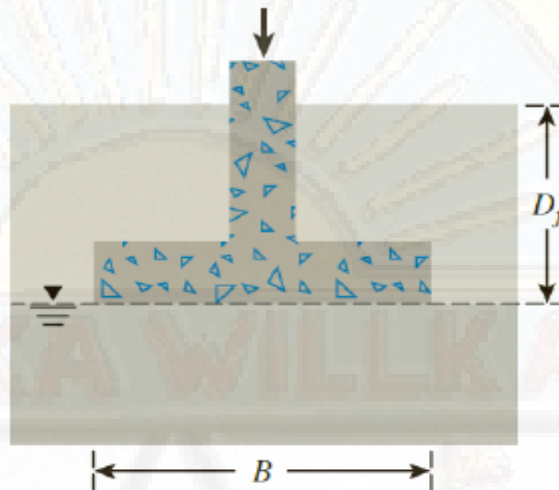


Figura 23: Efecto del nivel freático, caso III

CALICATA 01

Tabla 26: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 01, caso III.

Parámetros geotécnicos		CALICATA 01	
FRICCION $\phi=$	27.53	Nivel Freático	
COHESION c	0.1439	D_w 1.60 m	
PESO ESPECIFICO (γ)	1.63	FS 3.0	
γ_{sat}	1.88	Factores de capacidad de forma	
D _f	Variado	Sc	1.54
Meyerhof		Sq = Sy	1.27
Factores de capacidad de carga		Factores de capacidad de forma	
Nc	24.9056	Sc	1.54
Nq	13.9816	Sq = Sy	1.27
Ny	10.3416		

Por Meyerhof se obtiene:

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
B(m)	L(m)	D _f (m)	q _u (kg/cm ²)	q _{adm} (kg/cm ²)
2.50	2.50	1.60	4.48	1.49
3.00	3.00	1.60	4.48	1.49

Fuente: Elaboración propia

CALICATA 02

Tabla 27: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 02, caso III.

Parámetros geotécnicos			CALICATA 02	
FRICCION $\phi=$	24.31			
COHESION c	0.2654	kg/cm ²		
PESO ESPECIFICO (γ)	1.67	gr/cm ³		
γ_{sat}	1.92	gr/cm ³		
Df	Variado			
Meyerhof				
Factores de capacidad de carga			Factores de capacidad de forma	
Nc	19.7429		Sc	1.48
Nq	9.9184		Sq = Sy	1.24
Ny	6.0232			

Por Meyerhof se obtiene:

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
B(m)	L(m)	Df(m)	qu (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
2.50	2.50	1.20	4.16	1.39
3.00	3.00	1.20	4.14	1.38

Fuente: Elaboración propia

CALICATA 03

Tabla 28: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 03, caso III.

Parámetros geotécnicos			CALICATA 03	
FRICCION $\phi=$	28.81			
COHESION c	0	kg/cm ²		
PESO ESPECIFICO (γ)	1.63	gr/cm ³		
γ_{sat}	1.88	gr/cm ³		
Df	Variado			
Meyerhof				
Factores de capacidad de carga			Factores de capacidad de forma	
Nc	27.4534		Sc	1.57
Nq	16.0989		Sq = Sy	1.29
Ny	12.8202			

Por Meyerhof se obtiene:

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
B(m)	L(m)	Df(m)	qu (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
2.50	2.50	0.80	1.59	0.53
3.00	3.00	0.80	1.70	0.57

Fuente: Elaboración propia

Caso IV : $D_w \geq D_f + B$

El agua no afectará la capacidad de carga última

CALICATA 01

Tabla 29: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 01, caso IV.

Parámetros geotécnicos		CALICATA 01	
FRICCIÓN ϕ	27.53	kg/cm ² gr/cm ³ gr/cm ³	Nivel Freático
COHESIÓN c	0.1439		Dw
PESO ESPECÍFICO (γ)	1.63		FS
γ_{sat}	1.88		
Df	Variado		

Factores de capacidad de carga		Factores de capacidad de forma	
Nc	24.9056	Sc	1.54
Nq	13.9816	Sq = Sy	1.27
Ny	10.3416		

Por Meyerhof se obtiene:

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
B(m)	L(m)	Df(m)	qu (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
2.50	2.50	2.00	8.35	2.78
3.00	3.00	2.00	8.25	2.75

Fuente: Elaboración propia

- En el caso IV, la capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 01, 02 y 03 no son desfavorables y se obtiene valores buenos para fines de cimentación, esto debido a que en este caso el agua se encuentra por debajo de la cimentación y no están en contacto uno del otro. Por lo tanto concluimos que el agua de encontrarse a una distancia igual o mayor a la de la suma del desplante (D_f) y el ancho de la cimentación, no influirá en la cimentación.

CALICATA 02

Tabla 30: Capacidad carga admisible del suelo de la calicata 02, caso IV.

Parámetros geotécnicos			CALICATA 02	
FRICCION $\phi=$	24.31			
COHESION c	0.2654			
PESO ESPECIFICO (γ)	1.67			
γ_{sat}	1.92			
Df	Variado			
			Nivel Freático	
			Dw	5.00 m
			FS	3.0
Meyerhof			Factores de capacidad de forma	
Factores de capacidad de carga			Sc	1.48
Nc	19.7429		Sq = Sy	1.24
Nq	9.9184			
Ny	6.0232			

Por Meyerhof se obtiene:

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
B(m)	L(m)	Df(m)	qu (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
2.50	2.50	2.00	7.39	2.46
3.00	3.00	2.00	7.27	2.42

Fuente: Elaboración propia

CALICATA 03

Tabla 31: Capacidad de carga admisible del suelo de la calicata 03, caso IV.

Parámetros geotécnicos			CALICATA 03	
FRICCION $\phi=$	28.81			
COHESION c	0			
PESO ESPECIFICO (γ)	1.63			
γ_{sat}	1.88			
Df	Variado			
			Nivel Freático	
			Dw	5.00 m
			FS	3.0
Meyerhof			Factores de capacidad de forma	
Factores de capacidad de carga			Sc	1.57
Nc	27.4534		Sq = Sy	1.29
Nq	16.0989			
Ny	12.8202			

Por Meyerhof se obtiene:

CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO				
B(m)	L(m)	Df(m)	qu (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
2.50	2.50	2.00	7.07	2.36
3.00	3.00	2.00	7.07	2.36

Fuente: Elaboración propia

- Resumen de los casos presentados en función del nivel freático y la obtención de la capacidad de carga admisible.

Tabla 32: Resumen de Capacidad de carga admisible del suelo.

Calicatas	Casos	Desplante (Df)	Nivel freatico (Dw)	Qadm(kg/cm ²)
Calicata 1	I	2.00	1.60	1.62
	II	1.40	1.60	1.68
	III	1.60	1.60	1.49
	IV	2.00	1.60	2.78
Calicata 2	I	2.00	1.20	1.60
	II	1.00	1.20	1.49
	III	1.20	1.20	1.39
	IV	2.00	1.20	2.46
Calicata 3	I	2.00	0.80	0.85
	II	0.60	0.80	0.80
	III	0.80	0.80	0.53
	IV	2.00	0.80	2.36

- Como se aprecia en el cuadro resumen, la capacidad admisible para la calicata 1, 2 y 3, con nivel freático de 1.60m, 1.20m, 0.80m, la variación de la capacidad de carga admisible con respecto al nivel freático no varía de manera considerable. En la calicata 1 se observa que entre el caso I y II la variación es de 0.06 kg/cm² y con respecto al caso III es de 0.13 kg/cm², lo cual nos muestra que el nivel freático no influye en esta calicata.
- Con respecto al caso I, caso II y caso III, la diferencia que se observa con la capacidad admisible no es influyente, esto se repite para las 03 calicatas.
- En la calicata 03 analizada para los 4 casos se observa que la capacidad portante es menor que el de las otras dos calicatas analizadas esto debido al tipo de suelo que presenta esta calicata ya que es un suelo granular el cual posee cohesión igual a cero.

4.1.3.1. Estructura

Para determinar la carga a la que estará sometida la cimentación superficial se ha planteado una estructura de concreto armado de seis pisos, la cual se ha modelado y obtenido la carga de servicio (carga viva + carga muerta). Tal como indica la NTP E.020 de concreto armado y NTP E.050 Suelos y Cimentaciones.

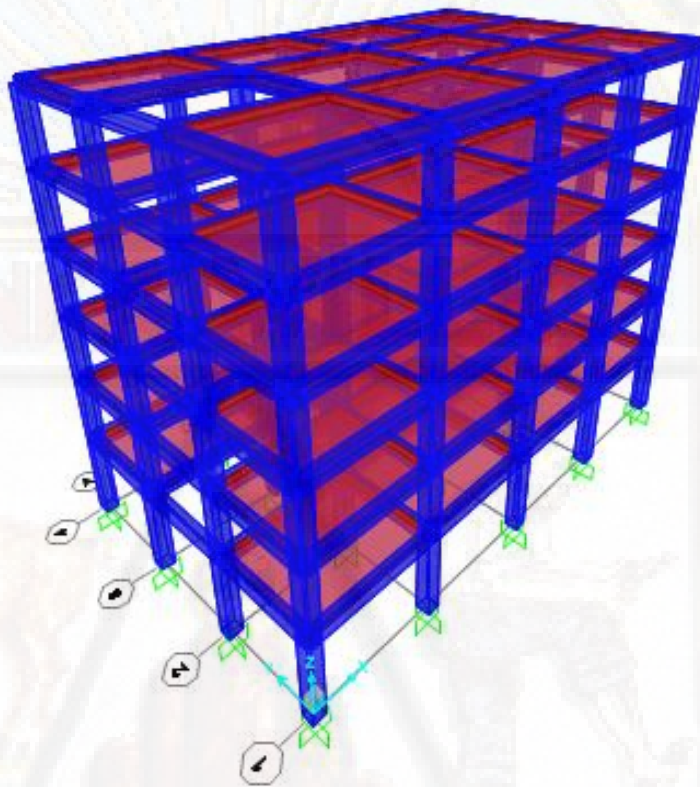


Figura 24: Modelamiento de la estructura considerada para esta investigación.

- Reacciones obtenidas a partir del modelamiento de la edificación presentada con el fin de analizar la cimentación.
- A partir de la estructura propuesta obtenemos la carga viva y muerta, que vienen a ser las cargas que soporta la cimentación.

Pd: 156.87 Tn

PL: 108.95 Tn

Tabla 33: Reacciones que soporta la cimentación de la estructura presentada.

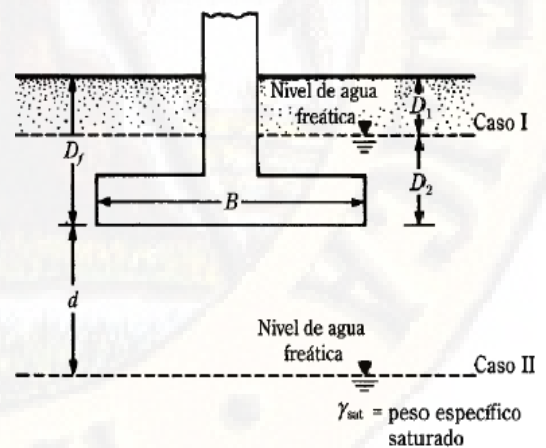
Nudos	Carga de Servicio	Reacciones (Ton)
1	cm+cv	130.29
8	cm+cv	148.64
15	cm+cv	148.64
22	cm+cv	130.29
29	cm+cv	189.85
36	cm+cv	233.81
43	cm+cv	233.81
50	cm+cv	189.85
57	cm+cv	196.99
64	cm+cv	265.81
71	cm+cv	265.81
78	cm+cv	196.99
85	cm+cv	193.83
92	cm+cv	261.89
99	cm+cv	261.89
106	cm+cv	193.83
113	cm+cv	134.15
120	cm+cv	182.13
127	cm+cv	182.13
134	cm+cv	134.15

4.1.3.1. Predimensionamiento de la cimentación

Para ello consideramos la calicata N° 03 que viene a ser la más crítica, a una altura de 0.80 metros desde la superficie hasta el nivel freático.

Datos:

P _D :	156.87 Tn
P _L :	108.95 Tn
Peso específico promedio del Suelo:	
g:	1.63 Tn/m ³
saturado g:	1.88 Tn/m ³
Q _{adm} :	0.80 Kg/cm ²
D _f :	1.20 m
Nivel Freático	d1: 0.80 m
	d2: 0.40 m



Sobre Carga del Piso:

S/C: 500.00 Kg/m²

Piso: 0.00 m

Sección de la Columna:

6

s: 0.50 m

t: 0.50 m

As: 3/4" 2.85

f'c_col: 210.00 Kg/cm²

f'c_zap: 210.00 Kg/cm²

f'y: 4200.00 Kg/cm²

γC: 2.40 Tn/m³

1.1 Dimensionamiento de la Zapata

PERALTE DE LA ZAPATA:

$$Ld = 0.08 * \frac{f_y * db}{\sqrt{f'c}}$$

a.) Ld: 44.286 cm
44.000 cm

$$ld \geq 0.004db * f_y$$

b.) Ld: 42.672 cm
43.000 cm

c.) Ld: 20.000 cm

Ld: 53.000 cm
44.000 cm

Por criterio:

Ld: 45.000 cm

Predimensionamiento del Peralte

db: Diámetro de la varilla de la columna

db': Diámetro de la varilla superior de la parrilla

db'': Diámetro de la varilla inferior de la parrilla

1.2 La capacidad portante neta del terreno es:

Capacidad Portante:

$$q_{sn} = q_s - h_t \gamma_t - h_c \gamma_c - P_{\text{piso}} - S / C$$

qsn: 4.360 Kg/cm²

El área requerida para que la reacción del terreno no sobrepase la capacidad del suelo es:

Área de la Zapata Requerida

$$A_{\text{ZAPATA}} = \frac{P_t}{q_{\text{neto}}}$$

A: 609288.991 cm² 60.93 m²

Puesto que la zapata no está sometida a la acción de momentos, se considerará una zapata cuadrada

Base Zap: 7.806 m
7.800 m

Base Zap: 8.300 m

Ancho Zap: 7.806 m
7.800 m

Long Zap: 8.300 m

De este modo, la reacción del suelo es:

qsn: 0.440 Kg/cm²

Reacción amplificada del suelo

Reacción Última del suelo

$$q_u = \frac{P_u}{A * B}$$

qsnu: 0.600 Kg/cm²

- Del predimensionamiento de la cimentación podemos concluir que por tener una capacidad portante baja de 0.80 kg/cm^2 en la calicata N°03 (crítica NF=0.80m), la dimensión de la zapata que obtenemos es demasiado grande, llegando a ser anti técnico y costoso.
- El nivel freático y las características del suelo de la zona de estudio influyen en las dimensiones de la cimentación superficial.

4.1.3.2. Modelamiento en SAFE de la cimentación.

Para obtener las respuestas de las cimentaciones superficiales se ha modelado la cimentación. Para ver el correcto diseño de la cimentación se realizó tres comprobaciones las cuales son:

a) Verificación por asentamiento

Deformación de la cimentación en donde la máxima deformación es de 4.00 mm.

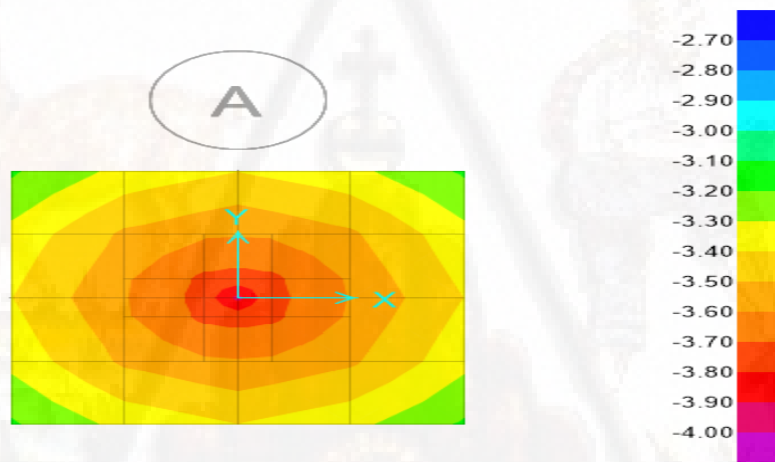


Figura 25: Deformación de la cimentación

b) Verificación de Presiones

Presiones de la cimentación en donde observamos que estas no actúan de manera uniforme.

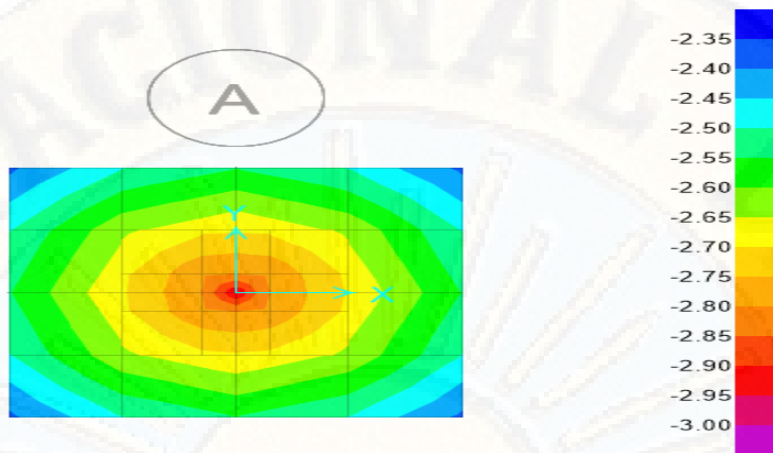


Figura 26: Presiones de la cimentación

c) Verificación de Punzonamiento

Punzonamiento de la cimentación en donde el valor del ratio es 0.9112, el cual es menor a 1.00. Y por ende la verificación por punzonamiento es correcta (cumple).

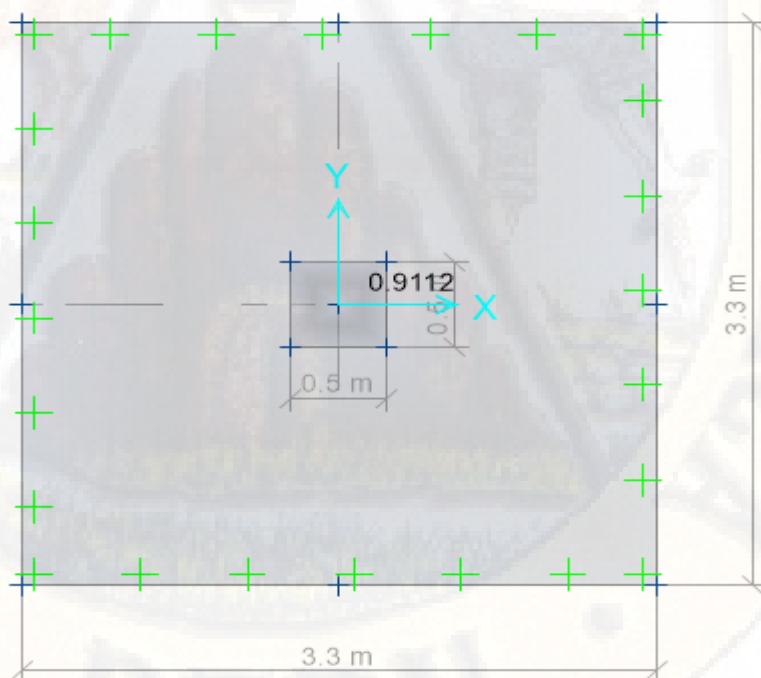


Figura 27: Punzonamiento de la cimentación

4.2 Prueba de Hipótesis

Definiendo:

(Hipótesis Nula)

Ho: Todos los tratamientos de las condiciones de suelos parcialmente saturado **no influyen** en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica.

(Hipótesis alterna)

Ha: Al menos uno de los tratamientos de las condiciones de suelos parcialmente saturado **si influyen** en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica.

Tabla 34: Datos para realizar el análisis en el SAS

Principales Casos de cimentaciones según la altura de nivel freático(D_w) y el Desplante(D_f)	Calicatas de estudio	Desplante(D_f) en metros	Altura de Nivel Freático(D_w) en metros	$Q_{admi}(Kg/cm^2)$ calculado	numeracion	Ordenado $Q_{admi}(Kg/cm^2)$	Tratamiento
CASO 1 $0 \leq D_w \leq D_f$	C-1	2.00	1.60	1.62	1	0.85	Trat. 1
		2.00	1.60	1.61	1	0.87	
	C-2	1.80	1.20	1.60	1	1.58	
		1.80	1.20	1.58	1	1.60	
	C-3	1.60	0.80	0.85	1	1.61	
		1.60	0.80	0.87	1	1.62	
CASO 2 $0 \leq (D_w - D_f) \leq B$	C-1	2.00	1.60	1.68	2	0.80	Trat. 2
		2.00	1.60	1.64	2	0.80	
	C-2	2.00	1.20	1.49	2	1.45	
		2.50	1.20	1.45	2	1.49	
	C-3	1.80	0.80	0.80	2	1.64	
		1.80	0.80	0.80	2	1.68	
CASO 3 $D_w = D_f$	C-1	1.60	1.60	1.49	3	0.56	Trat. 3
		1.60	1.60	1.49	3	0.59	
	C-2	2.00	1.20	1.44	3	1.42	
		2.00	1.20	1.42	3	1.44	
	C-3	2.00	0.80	0.56	3	1.49	
		2.50	0.80	0.59	3	1.49	
CASO 4 $D_w \geq D_f + B$	C-1	1.80	1.60	2.78	4	2.36	Trat. 4
		1.80	1.60	2.75	4	2.36	
	C-2	1.60	1.20	2.46	4	2.42	
		1.60	1.20	2.42	4	2.46	
	C-3	2.00	0.80	2.36	4	2.75	
		2.00	0.80	2.36	4	2.78	

Fuente: Elaboración Propia 2019.

Prueba de hipótesis con el Estadístico “F” de Fisher.

Con las hipótesis planteadas, se procede a someter a la prueba de hipótesis con los datos calculados, con uso del cuadro de ANOVA elaborado mediante codificación en el SAS y el estadístico de prueba F, con un nivel de significancia del 5 % y un 95 % de nivel de confianza. A continuación, se realiza la comparación de medias, para determinar la significancia de las condiciones de suelo parcialmente saturados.

Seguimos los siguientes pasos:

- Realizar o describir la hipótesis nula ($H_0; \mu_1=\mu_2=\mu_3=\mu_4$), la representación quiere decir que la media de la población 1 es igual a la media de la población 2 es igual a la media de la población 3 y es igual a la media de la población 4.
- La hipótesis Alternativa nos quiere decir que al menos una de las medias de cada población es distinta, o al menos alguna es diferente ($H_1; \mu_1\neq\mu_2\neq\mu_3\neq\mu_4$).
- Establecemos un nivel de significancia para el análisis de nuestro tratamiento el cual será (0.05).
- En esta situación utilizaremos el Estadístico “f”
- Para el estadístico “f” debemos tener en cuenta que debemos comparar las medias de dos o más poblaciones, para encontrar el valor crítico de “f” debemos tener en cuenta lo siguiente;
- el número de grados de libertad en el numerador ((K-1), donde “K” es el número de tratamientos)
- el número de grados de libertad en el denominador ((n-K), donde “n” es el número de observaciones).
- Se debe rechazar la hipótesis nula (H_0), si es que el valor de del Estadístico “f” es mayor al valor de “f”.

n= número de observaciones.

K= número de tratamientos.

α = nivel de significancia (0.05).

K-1= número de grados de libertad en el numerador.

n-K = número de grados de libertad en el denominador.

$$F > F_{(\alpha; k-1; n-k)}$$

$$F > F_{(0.05; 4-1; 24-4)}$$

$$F > F_{(0.05; 3; 20)}$$

$$F > F_{3.10}$$

- El valor critico de $F_{3.10}$ se obtiene de la tabla 2A, del libro “Estadística Experimental” del Autor Dr. Alfonso Cordero Fernández, teniendo en cuenta el número de grados de libertad del numerador y del denominador.
- Nosotros tendremos el valor de “F”, del análisis en el SAS, de haber realizado un ANOVA general de tratamientos.

Fuente	DF	Suma de cuadrados	Cuadrado de la media	F-Valor	Pr > F
Modelo	3	7.09341250	2.36447083	16.96	<.0001
Error	20	2.78798333	0.13939917		
Total corregido	23	9.88139583			

R-cuadrado	Coef Var	Raíz MSE	Qmax Media
0.717855	23.51269	0.373362	1.587917

Fuente	DF	Tipo III SS	Cuadrado de la media	F-Valor	Pr > F
Qadmisible	3	7.09341250	2.36447083	16.96	<.0001

Figura 28 : Resultado de ANOVA
Fuente. Resultado del programa SAS 9.4

Como el valor calculado de ($F = 16.96$) es mayor que el valor crítico para ($F=3.10$), encontrado en tabla, entonces se rechaza la Hipótesis nula (H_0), por lo tanto, se toma la Hipótesis Alterna (H_a) y se determina que al menos uno de los tratamientos de las condiciones de suelos parcialmente saturado **si influyen** en la Respuesta de cimentaciones superficiales.

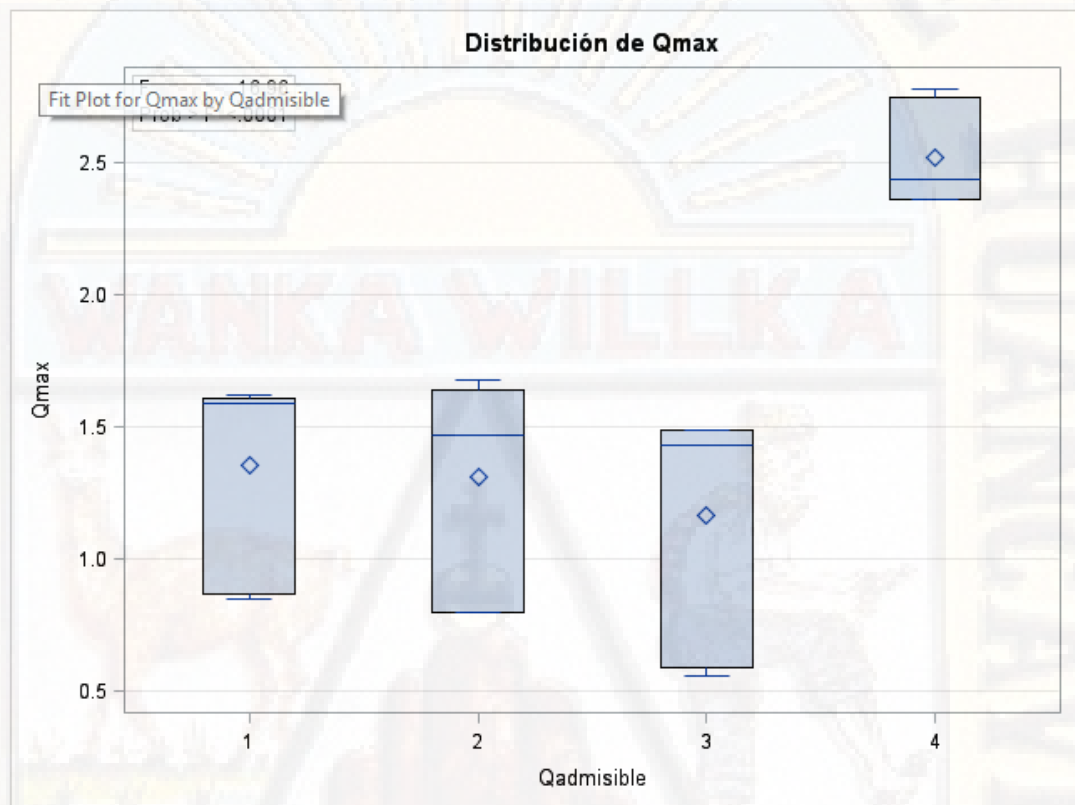


Figura 29: Diagrama de caja y bigote de la Qmáx.

Fuente. Resultado del programa SAS 9.4

En la figura se distingue que el tratamiento del 4 es diferente al resto, y mientras que, para los demás tratamientos, no existe diferencia significativa en las medias de los demás tratamientos.

Prueba de hipótesis con el Estadístico “t” de Student.

- Como tenemos que nuestra muestra es menor a 30, entonces realizaremos la comprobación de la prueba de hipótesis con el Estadístico “t” de Students.

- Según nuestros resultados tenemos que la: hipótesis nula ($H_0: \mu$), es la media y tiene el valor de: ($H_0: \mu=1.5879$), y la hipótesis alterna difiere de ese valor; ($H_1: \mu \neq 1.5879$), utilizando un nivel de significancia de (0.05).

Medidas estadísticas básicas			
Ubicación		Variabilidad	
Media	1.587917	Desviación std	0.65546
Mediana	1.535000	Varianza	0.42963
Moda	1.490000	Rango	2.22000
		Rango intercuartil	0.87500

Figura 30: Medidas estadísticas básicas.

Fuente. Resultado del programa SAS 9.4

- Analizaremos el valor “p”,
 - si el valor de “p” es mayor al nivel de significancia (0.05), entonces NO se rechaza la (H_0), sin embargo. Se puede tomar la Hipótesis Nula.
 - si el valor de “p” es menor al nivel de significancia (0.05), entonces SI se rechaza la (H_0). sin embargo. Se puede tomar la Hipótesis Alterna.

Tests para posición: $\mu_0=0$				
Test	Estadístico		p valor	
T de Student	t	11.86829	Pr > t	<.0001
Signo	M	12	Pr >= M	<.0001
Puntuación con signo	S	150	Pr >= S	<.0001

Figura 31: Test para posición $\mu_0=0$.

Fuente. Resultado del programa SAS 9.4

En conclusión: tendremos.

- Entonces como tenemos que el valor de “p”, si es menor al valor de significancia (0.05), por lo tanto, rechazamos rotundamente la hipótesis alterna (Ha), entonces tomamos la hipótesis nula (Ho).

En conclusión: tendremos.

- Se concluye que por los dos métodos de análisis estadístico se rechaza rotundamente la hipótesis nula (Ho), y se toma en cuenta la hipótesis alterna (Ha).
- Se concluye también que mediante los estadísticos de Fisher y el “t” de Student, rechazan la hipótesis nula y toman en consideración la hipótesis alterna, determinando que si influye las Condiciones de Suelos parcialmente Saturados en la Respuesta de cimentaciones Superficiales.

Tabla 35: Descripción de la prueba de hipótesis.

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPOTESIS
¿De qué manera las condiciones de suelos parcialmente saturado influyen en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica?	Determinar la influencia de las condiciones de suelos parcialmente saturado en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica.	(PARA TODO USUARIO) / (Si las condiciones de suelos son parcialmente saturados; ENTONCES SI Influye en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica)
¿De qué manera las condiciones de suelos parcialmente saturado	Determinar la influencia de las condiciones de suelos parcialmente	(Hipótesis Alterna)Ha = Si (Si las condiciones de suelos son parcialmente

influyen en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica?	saturado en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica.	saturadas; ENTONCES SI Influye en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica)
¿De qué manera las condiciones de suelos parcialmente saturado influyen en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica?	Determinar la influencia de las condiciones de suelos parcialmente saturado en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica.	(Hipótesis Nula)Ho = Si (Si las condiciones de suelos son parcialmente saturadas; ENTONCES NO Influyen en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica).

Fuente: Elaboración propia

4.3 Discusión de resultados

- Los parámetros geotécnicos como la cohesión y el Angulo de fricción en suelos, cuando existen presencia de las tres fases de estado sólido en suelos, ya existen otros estados tensionales con nivel freático alto, lo cual la capacidad de carga aumenta para dichos estados tensionales de esfuerzo de una partícula de suelo saturado. Según Domínguez (2014), sin embargo, en nuestra investigación como tenemos suelos granulares nuestra capacidad de carga es influenciado por el nivel freático y como consecuencia tenemos cambios bruscos de respuestas de capacidad de carga.

- La capacidad portante del terreno de cimentación varia teniendo como punto de estudio la altura del nivel freático, de tal manera que también el estado límite de servicio también varía de manera mecánica, permitiéndose conocer la capacidad de carga para diferentes fenómenos dados. Según Ballina, Mijangos (2006), este fenómeno es debido a la precipitación e infiltración en suelos cohesivos, ya que son potencialmente expansivos, en nuestra investigación no se da este fenómeno de tal manera que son bajos en potencial cohesivos, así determinando su baja capacidad de carga admisible.
- Se ha comprobado que en suelos no cohesivos la capacidad de carga disminuye según varía la altura del nivel freático, pero sin embargo en suelos cohesivos si afecta el agua en cimentaciones superficiales, observamos aumentos significativos de capacidad de carga, cuando no hay agua en suelos, pero de tal manera los parámetros de resistencia al corte no se modifican. Según Berrocal (2013), ya que los parametros geomecanicos no varian para nada, para suelos cohesivos, ya que para nuestra investigacion estos parametros afectan, sobre todo el peso especifico seco y saturado, como tal es un punto importante de estudio para determinar presiones en cualquier estrato de suelo.
- Es cierto que hay demasiada presencia de agua en el Sector de Quintanilla Pampa, sumando que el nivel freatico es altisimo, como consecuencia tenemos baja resistencia al corte de suelo, bajando mecanicamente la carga ultima que resista una particula de suelo, según Martínez (2012), es recomendable pronosticar tipos de cimentaciones especiales como plateas o losas de cimentación, pilotes , micro pilotes, etc., sin embargo estamos de acuerdo con dicha mención de su investigación, ya que de tratarse de una obra de infraestructura de gran envergadura es necesario realizar profundas cimentaciones, pero de ser una construcción de albañilería confinado, destinada a viviendas; son suficientes vigas de cimentación o vigas de conexión, como también las losas de cimentación.

Conclusiones

- De acuerdo a los resultados obtenidos como es el caso de la capacidad admisible en donde los valores se encuentran de 0.8 kg/cm² hasta los 3.00 kg/cm², el cual nos indica que el suelo el cual se está investigando según la Norma E-050 (de suelos y cimentaciones) correspondería a un suelo Flexible (S3). Debido a la diferencia de la capacidad de carga admisible entre los casos presentados de acuerdo a la variación del nivel freático, se concluye que las condiciones de suelo parcialmente saturado influyen en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica,. Por tanto la condición de nivel freático influye en:
- La variación del peso unitario, debido a que la capacidad de carga admisible en los casos con presencia de nivel freático tales como el caso I y III está en función del peso unitario del suelo ya que este se convierte en peso unitario saturado de tal forma que hace que la capacidad de carga admisible varíe tal como se aprecia en el cuadro resumen, la variación de la capacidad de carga admisible con respecto al nivel freático se presenta en los cuatros casos.
- Las respuestas de cimentaciones superficiales como se aprecia en el cuadro resumen, la capacidad admisible para la calicata 1, 2 y 3, con nivel freático de 1.60m, 1.20m, 0.80m, la variación de la capacidad de carga admisible con respecto al nivel freático varía en todos los casos presentados. En la calicata 1 se observa que entre el caso I y II la variación es de 0.06 kg/cm² y con respecto al caso III es de 0.13 kg/cm², algo similar pasa en la calicata 2 en donde se aprecia que para el caso I, II y III se tiene 1.60 kg/cm², 1.49 kg/cm² y 1.39 kg/cm² respectivamente y en donde se aprecia la variación de uno y otro caso. De igual forma en la calicata 03 en donde la variación de la capacidad de carga admisible a causa del nivel freático que se aprecia en los tres primeros casos es considerable.

Recomendaciones

- Se recomienda a las entidades públicas gobierno regional y local de realizar un estudio detallado de suelo en donde se tome importancia al nivel freático o presencia de agua que presenta la zona de estudio. Además de ello en el sector de Quintanilla Pampa donde se realizó la investigación se recomienda el estudio hidrogeológico de la zona, ya que de pretender realizar proyectos civiles, se tendría una base de datos para realizar dichos proyectos.
- Se recomienda a los estudiantes realizar investigaciones concernientes al comportamiento del suelo en presencia de nivel freático y como este influye en las cimentaciones de las infraestructuras.
- Se recomienda a los propietarios realizar un estudio de mecánica de suelos antes de realizar la construcción de sus viviendas, cuando se pretenda construir de varios niveles.
- Se recomienda realizar un sistema de drenaje y sub drenaje ya que estos sistemas permitirán la evacuación de aguas que puedan afectar a la cimentación o al suelo de influencia.

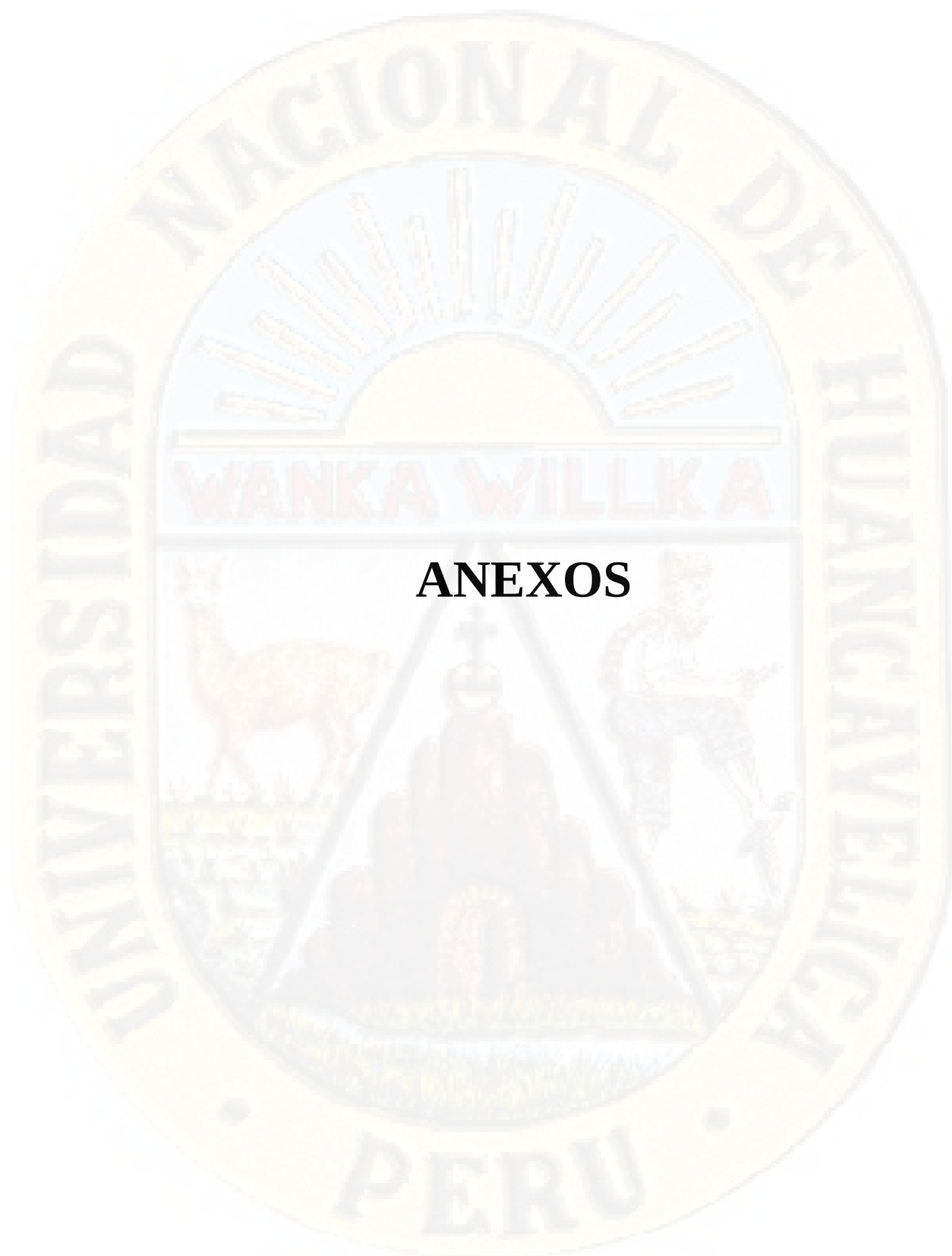
Referencias Bibliográficas

- Aitchinson. (1967). *Soil Mechanics and Foundations Engineering*. Montreal: Canadá.
- Alonso, E. (2005). *Fundamentals of Unsaturated Soils*. España Madrid: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Ballinas, R. J. (2006). Mecanica de los Suelos Expansivos. *Suelos Expansivos*. Universidad Nacional Autónoma de México, Mexico D,F, México.
- Barrera, B. (2002). *Introduccion a la mecanica de suelos no saturados en vias terrestres*. Queretaro - Mexico: Sanfandila.
- Berrocal, C. (2013). *Métodos Analíticos y Numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo*. Lima Peru, Perú: La Ingenieria.
- Bishop. (1959). *The Principle of Effective Stress*. España: Ingenieria, Investigacion y Tecnologia.
- Blazquez, B. (miercoles de agosto de 2012). Mecanica de Suelos secos. *Relleno Sanitario*, págs. 2-5.
- Blight, B. a. (1963). *Mecanica de suelos saturados en la Ingenieria*. España: Madrid.
- Bowles, M. (1979). *Mecanica de Suelos Arcillosos*. España: Universidad Politecnica de Madrid.
- Cabrera, E. (2010). *Estudio comparativo de cimentaciones aisladas en la ciudad de Cuenca diseñadas por el metodo de la presion admisible con los obtenidos aplicando el metodo de los Estados Limites*. Cuenca: La Primavera.
- Calavera, J. (1982). *Proyecto y Calculo de Estructuras de Hormigon* (4 ed.). Madrid: Intemac.
- Cano, J. L. (1975). *Método e Hipótesis Científicos Parte 1 y 2*. Mexico D.F: Derechos reservados Copyright.
- Carrasco , D. S. (2005). *Metodologia de Investigacion cientifica*. Lima Peru: San Marcos.
- Casavilca, E. H. (2018). *"Análisis retrospectivo y prospectivo secuencial de deslizamiento de laderas en la ciudad universitaria de la Universidad Nacional de Huancavelica"*. Huancavelica-Peru: Universidad Nacional de Huancavelica.
- Clausius, R. (1982). *Mecanica de suelos para cimentacione superficiales*. España: Madrid.

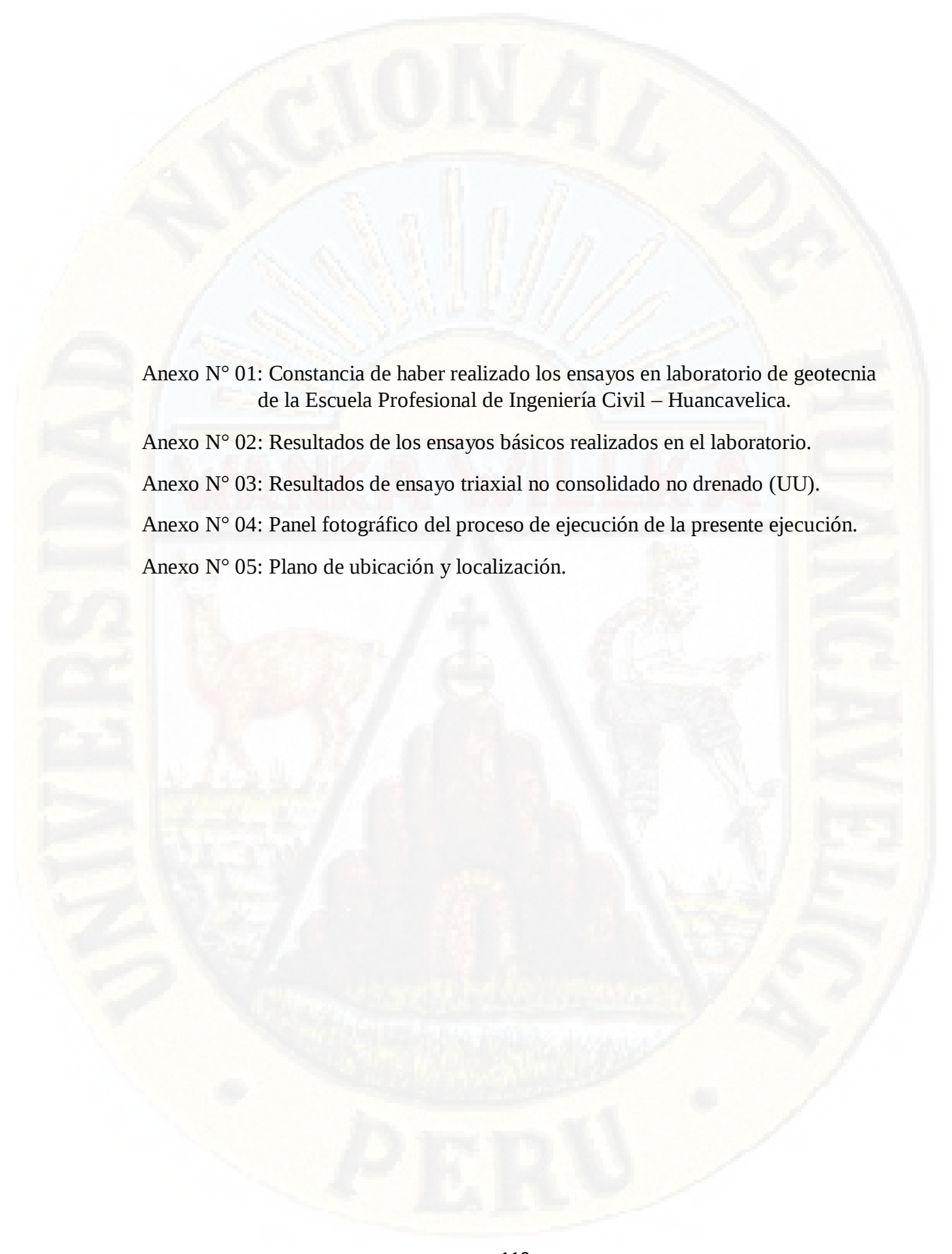
- Collazo. (2012). Mecanica de los Suelos parcialmente saturados. *Suelos saturados*, 1,15.
- Collazo. (2012). *Tipos de Suelos granulares en la Ingenieria*. España: Universidad de Madrid.
- Crespo, C. (2004). *Mecanica de suelos y cimentaciones en la Ingenieria*. Mexico D.F.: Universidad Nacional Autonoma de Mexico.
- Das, B. (2013). *Fundamentos de Ingenieria Geotecnica*. Cengage: Learning.
- Das, B. (2013). *Fundamentos de Ingenieria Geotecnica*. Mexico: Cengage Learning.
- Domínguez González, C. (2014). *Capacidad de carga en suelos parcialmete saturados. Modelacion computarizada 3D*. Santa Clara, Cuba: La Clara.
- Duque Escobar, G. (2002). *Geomecanica Relaciones gravimétricas y volumétricas del suelo*. Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Estaire, J. (2004). *Comportamiento de cimentaciones superficiales sobre suelos granulares sometidas a solicitaciones dinamicas*. Madrid, España: Universidad Politecnica de Madrid.
- Garnica, A. (2002). *Introduccion a la mecanica de suelos no saturados en vias terretres*. Queretaro - Mexico: Sanfandila.
- Garza Vasquez, L. (2000). *Diseño y construccion de cimentaciones*. Medellin Colombia: Universidad Nacional de Quito.
- Geomec. (1982). *El Metodo de los elementos finitos en las aplicaciones geotecnicas, analisis de asentamientos de las fundaciones*. Caracas Bolivia, Venezuela: La Paz.
- Gonzáles Caballero, M. (2001). *Mecanica de Suelos saturados*. Lima Peru: Edicions UPC.
- Hansen, J. B. (1970). *A Revised and Extended Formula for Bearing capacity*. Copenhagen: Bulletin N° 28.
- Hernández , R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodologia de la Investigacion* (Sexta ed.). Mexico: McGraw-Hill.
- Laura, S. (2016). Evaluación de la capacidad predictiva de los métodos de estimación del comportamiento mecánico de los suelos lacustres de la bahía de Puno, para cimentaciones superficiales. *Evaluacion de la capacidad portante*. Universidad Nacional del Altiplano, Puno Peru, Perú.
- Martinez, J. (2012). *Microzonificación de Suelos en el Sector Quintanilla Pampa – Distrito de Ascensión Departamento de Huancavelica*. Huancavelica Peru, Perú: Universidad Nacional de Huancavelica.

- Melendez, J. (2012). *Compactacion de Suelos y Controles de Compactacion*. Venezuela: Insitituto Universitario Tecnologico de Region Capital.
- Menzies, S. y. (2001). *Introduccion y conceptos basicos de mecanica de suelos*. Madrid: España.
- Meyerhof, G. (1951). *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations*. Barcelona España: the University of thecnologhi.
- Mitchell, J. (1973). *Recent advances on the understanding of the influences of mineralogy and pore solution chemistry on the swelling and stability of clay*. Haifa: Ices.
- Ortega, R. (2016). *Resistencia de materiales I Y II*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- Ortiz, Q. (2017). *Influencia del nivel Freático en la Determinación de Capacidad Portante de Suelos, en Cimentaciones Superficiales, Distrito de Pilcomayo en 2017*. Junin Peru, Perú: Universidad Nacional de Centro.
- Pachacama. (2015). *Mecanica de Suelos en Cimentaciones*. España: La Española.
- Patazca, H. L. (2005). *Estudio de suelos granulares con fines de cimentacion. Caso practico: Rehabilitación de vivienda unifamiliar*. Lima Peru, Peru: Mac Grill.
- Prandtl. (1920). *Introduccion a la mecanica de suelos no saturados en vias terrestres*. Mexico: Instituto Mexicano del Transporte.
- Quevedo. (2013). *Mecanica de Suelos Saturados*. España madrid: UNIVERSIDAD TÉCNICA ESTATAL.
- Rodriguez, W. (2016). *Ingeniería Geotécnica*. Peru: San Marcos.
- Rosales, Q. (2007). *Mecanica de Suelos*. España : El Entilope.
- Sanchez, G. (1990). *Metodologia del trabajo Intelectual*. Mexico: Esfingue.
- Santos, C. &. (2004). *Análise paramétrica da estabilidades de em solos não saturados*. Sau Carlos - Brasil: V Simposio.
- Segovia. (2012). *Sociedad Mexicana de Ingenieria Geotecnica*. Mexico D.F: Universidad Nacional Autonoma de Mexico.
- Segovia, & Segovia. (2012). *envolvente de falla*. Lima: Universidad Nacional de Ingenieria.
- Sitz, G. (1948). *Ingenieria de Suelos Saturados*. Madrid España: Universidad Nacional de Madrid.
- Soto, A. (2008). *Mecanica de Suelos Saturados*. Madrid España: Universidad Politecnica de Madrid.

- Tamez Gonzales, E. (2001). *Ingeniería de Cimentaciones*. Mexico D.F: Tgc Geotecnia.
- Terzaghi, K. &. (1978). *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*. España: Universidad Nacional de la Plata, España: El Ateneo.
- Terzaghi, P. y. (1978). *Mecánica de Suelos No Saturados en el Diseño y Construcción de Cimentaciones Superficiales*. España: Universidad de Madrid.
- Terzagui, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York and London: Jhon Wiley & Sons, Inc.
- Terzagui, K. y. (1959). *Mecanica de Suelos en la Ingenieria Practica*. España: El Ateneo.
- Valerio, S. (2011). *Mecanica de suelos y cimentaciones superficiales*. Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Vesic, A. (1973). *Analysis of Ultimate loads of Shallow Foundations*. Sevilla España: EL Sabio.
- Wolski, H. (1996). *Mecanica de Suelos*. Madrid: El poeta.



ANEXOS



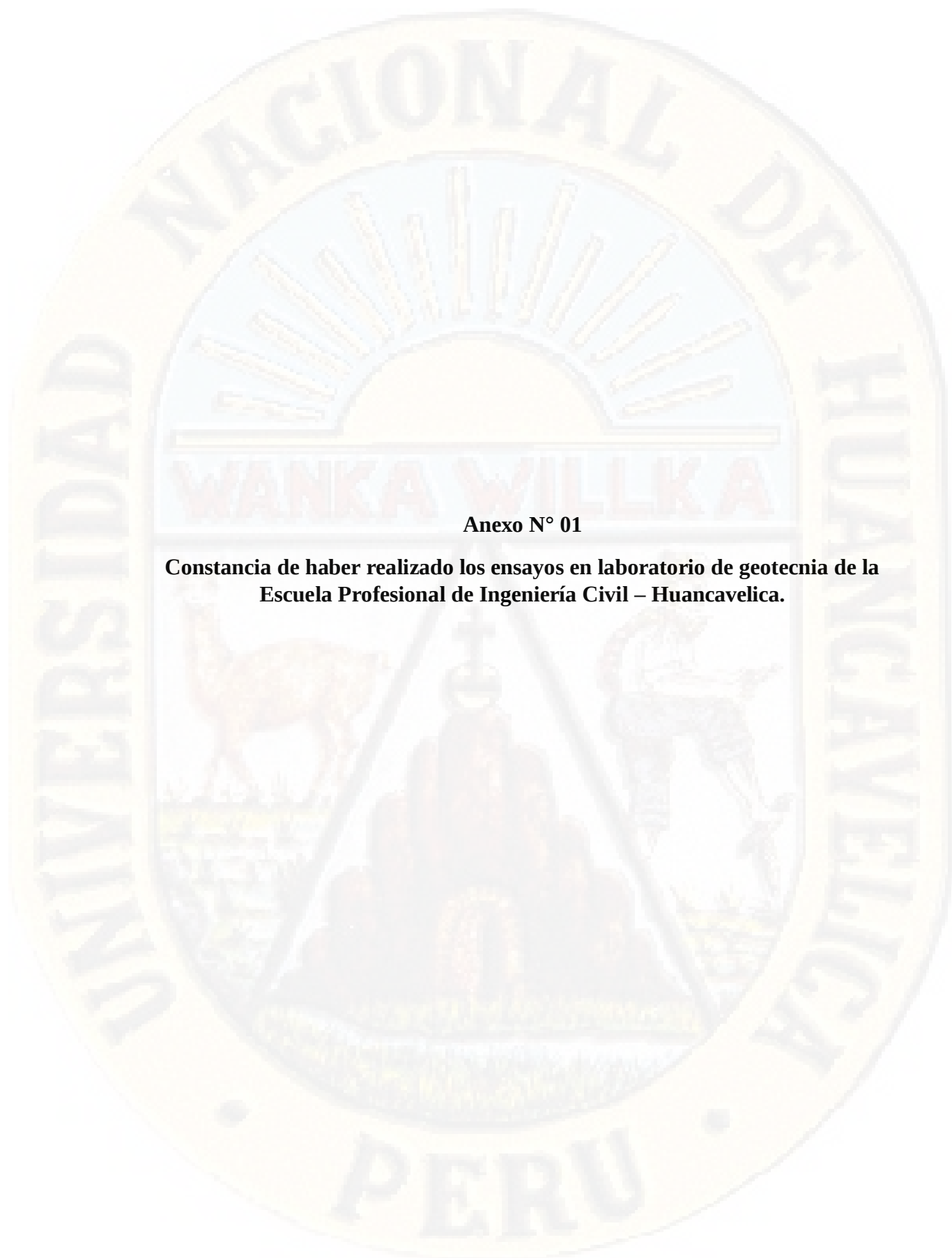
Anexo N° 01: Constancia de haber realizado los ensayos en laboratorio de geotecnia de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil – Huancavelica.

Anexo N° 02: Resultados de los ensayos básicos realizados en el laboratorio.

Anexo N° 03: Resultados de ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU).

Anexo N° 04: Panel fotográfico del proceso de ejecución de la presente ejecución.

Anexo N° 05: Plano de ubicación y localización.



Anexo N° 01

**Constancia de haber realizado los ensayos en laboratorio de geotecnia de la
Escuela Profesional de Ingeniería Civil – Huancavelica.**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL HUANCAMELICA
AREA DE PRODUCCION DE LA EPICH



"Año de la lucha contra la corrupción y la impunidad"

EL JEFE DEL AREA DE PRODUCCION DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL HUANCAMELICA, DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA, otorga la presente:

CONSTANCIA

A: **OLANTE ROMERO Joel Edson y URETA POMA Wladir Alex**, bachilleres de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil - Huancavelica, Facultad de Ciencias de Ingeniería, de la Universidad Nacional de Huancavelica, quienes han concluido con el desarrollo las siguientes ensayos en los laboratorios de **GEOTECNIA I y II** de la EPICH:

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD
1	ENSAYO TRAXIAL (UU) PARAMETROS PARA EL CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE (ANGULO DE FRICCION Y COHESION)	06
2	ANÁLISIS DE CONTENIDO DE HUMEDAD	03
3	ANÁLISIS DE LÍMITE LÍQUIDO	03
4	ANÁLISIS DE LÍMITE PLÁSTICO	03
5	ANÁLISIS DE DENSIDAD IN SITU	01

Durante el periodo de ejecución del 30 de julio al 23 de agosto de 2019, del proyecto de tesis: **"RESPUESTA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES BAJO CONDICIONES DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADO EN QUINTANILLA PAMPA, ASCENSION-HUANCAMELICA"**.

Se expide la presente constancia a solicitud del interesado para fines que estime por conveniente.

Huancavelica, 21 de noviembre de 2019.

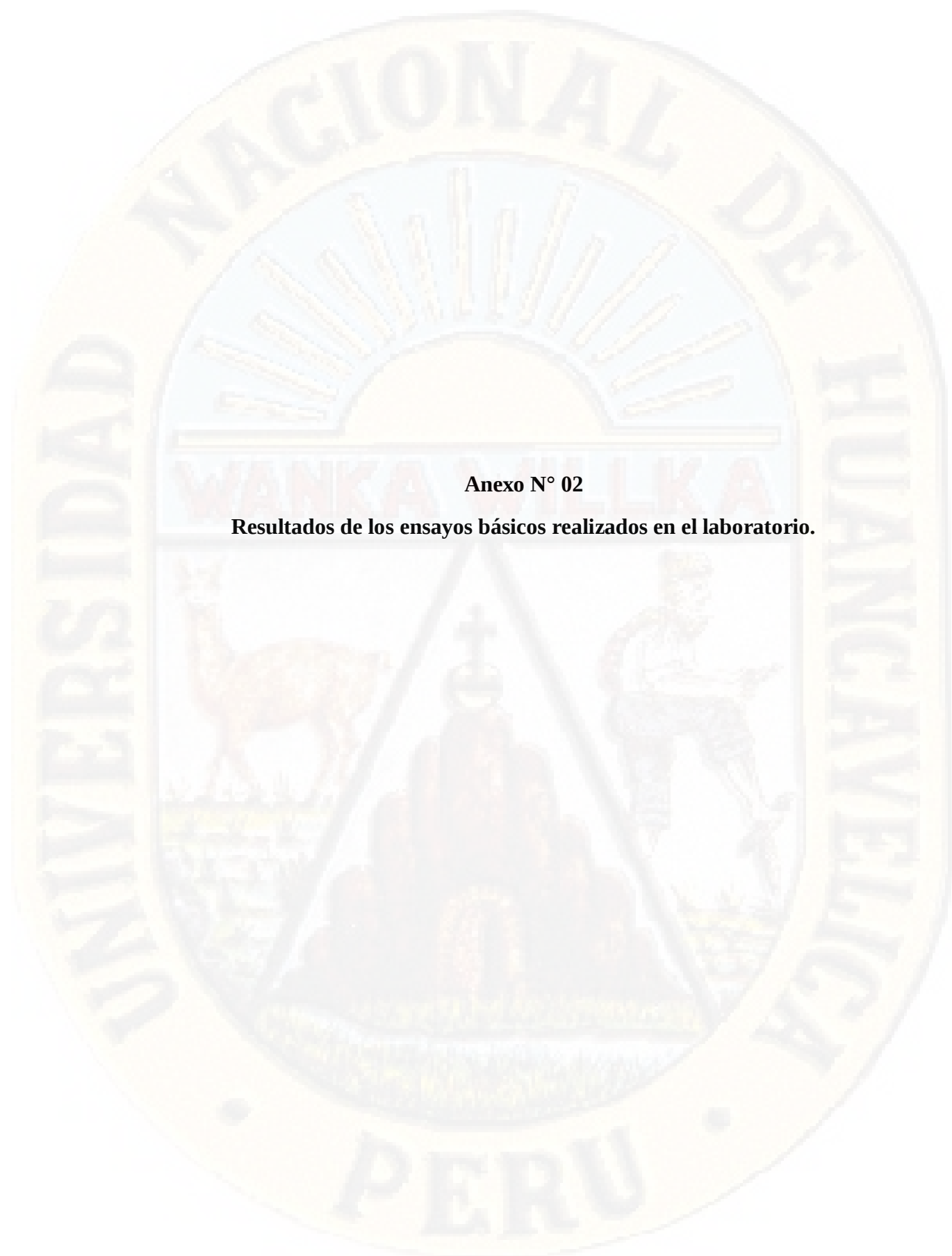


UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAMELICA
FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
AREA DE PRODUCCION

M. Sc. Marco Antonio Lopez Barrios

Nº 028-2019

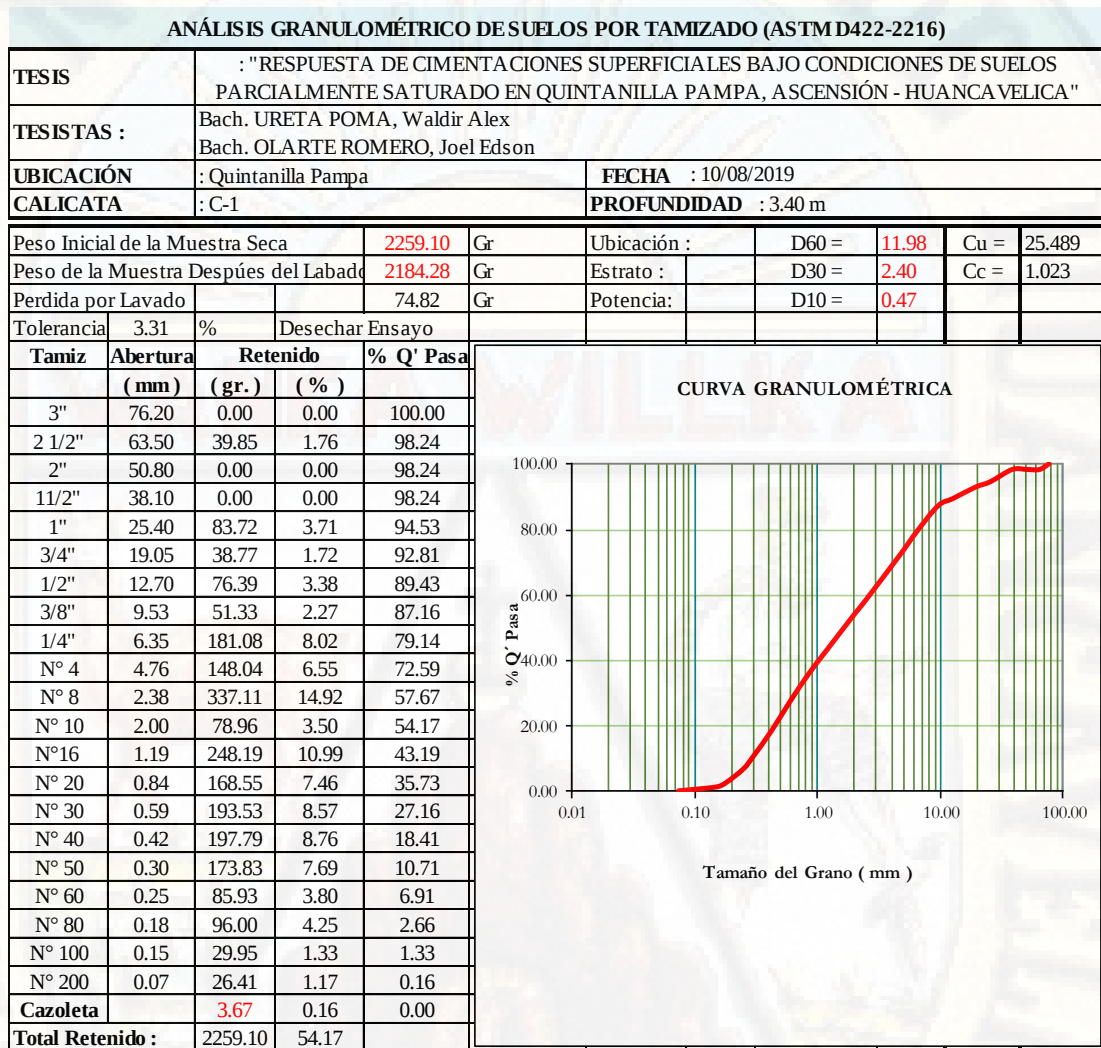
C.C.
Archivo
JF



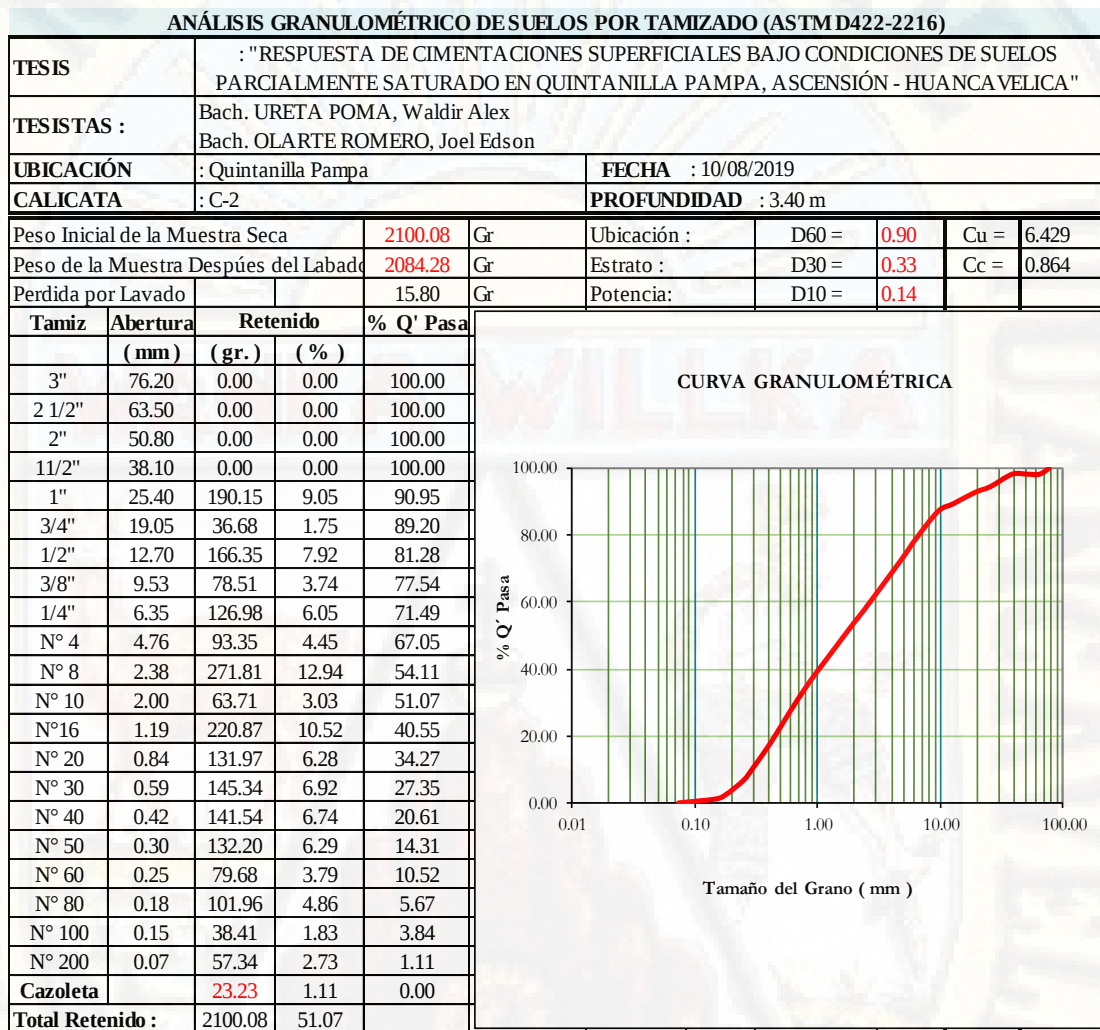
Anexo N° 02

Resultados de los ensayos básicos realizados en el laboratorio.

Resultados de los ensayos de análisis granulométrico realizados en el laboratorio correspondiente a la calicata N° 01



Resultados de los ensayos de análisis granulométrico realizados en el laboratorio correspondiente a la calicata N° 02

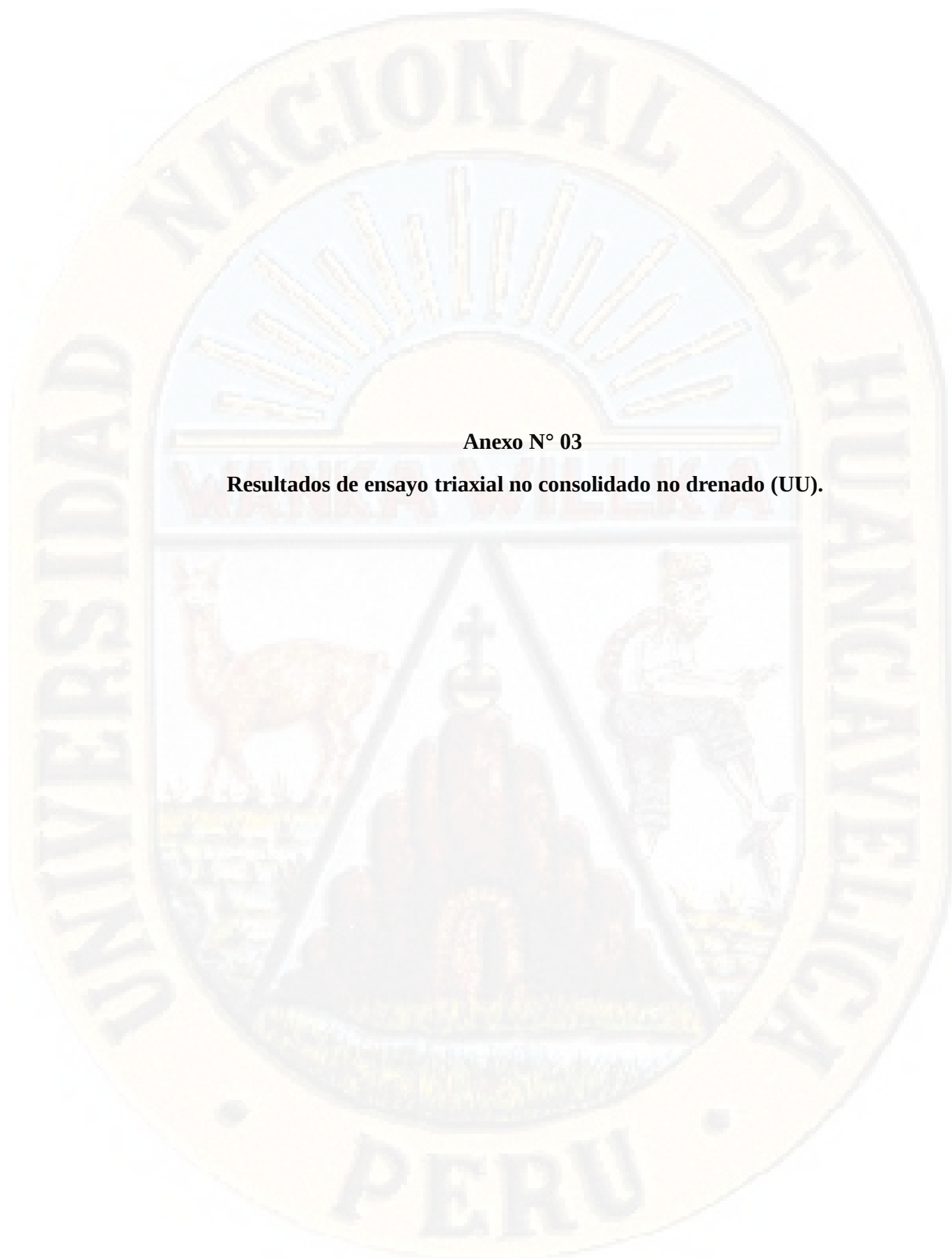


Resultados de los ensayos de análisis granulométrico realizados en el laboratorio correspondiente a la calicata N° 03

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO (ASTM D422-2216)

TESIS	: "RESPUESTA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES BAJO CONDICIONES DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADO EN QUINTANILLA PAMPA, ASCENSIÓN - HUANCAVELICA"		
TESISTAS :	Bach. URETA POMA, Waldir Alex Bach. OLARTE ROMERO, Joel Edson		
UBICACIÓN	: Quintanilla Pampa	FECHA	: 10/08/2019
CALICATA	: C-3	PROFUNDIDAD	: 3.50 m

Peso Inicial de la Muestra Seca		4305.00	Gr	Ubicación :	D60 =	0.90	Cu =	6.429
Peso de la Muestra Después del Lavado		4205.00	Gr	Estrato :	D30 =	0.33	Cc =	0.864
Pérdida por Lavado		100.00	Gr	Potencia:	D10 =	0.14		
Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Retenido (%)	% Q' Pasa	CURVA GRANULOMÉTRICA			
3"	76.20	0.00	0.00	100.00				
2 1/2"	63.50	0.00	0.00	100.00				
2"	50.80	0.00	0.00	100.00				
1 1/2"	38.10	72.22	1.68	98.32				
1"	25.40	238.24	5.53	92.79				
3/4"	19.05	147.60	3.43	89.36				
1/2"	12.70	399.07	9.27	80.09				
3/8"	9.53	364.15	8.46	71.63				
1/4"	6.35	334.73	7.78	63.86				
N° 4	4.76	621.81	14.44	49.41				
N° 8	2.38	411.05	9.55	39.86				
N° 10	2.00	129.34	3.00	36.86				
N° 16	1.19	381.08	8.85	28.01				
N° 20	0.84	236.21	5.49	22.52				
N° 30	0.59	292.60	6.80	15.72				
N° 40	0.42	276.12	6.41	9.31				
N° 50	0.30	149.47	3.47	5.84				
N° 60	0.25	80.02	1.86	3.98				
N° 80	0.18	73.15	1.70	2.28				
N° 100	0.15	36.96	0.86	1.42				
N° 200	0.07	43.98	1.02	0.40				
Cazoleta		17.20	0.40	0.00				
Total Retenido :		4305.00	36.86					



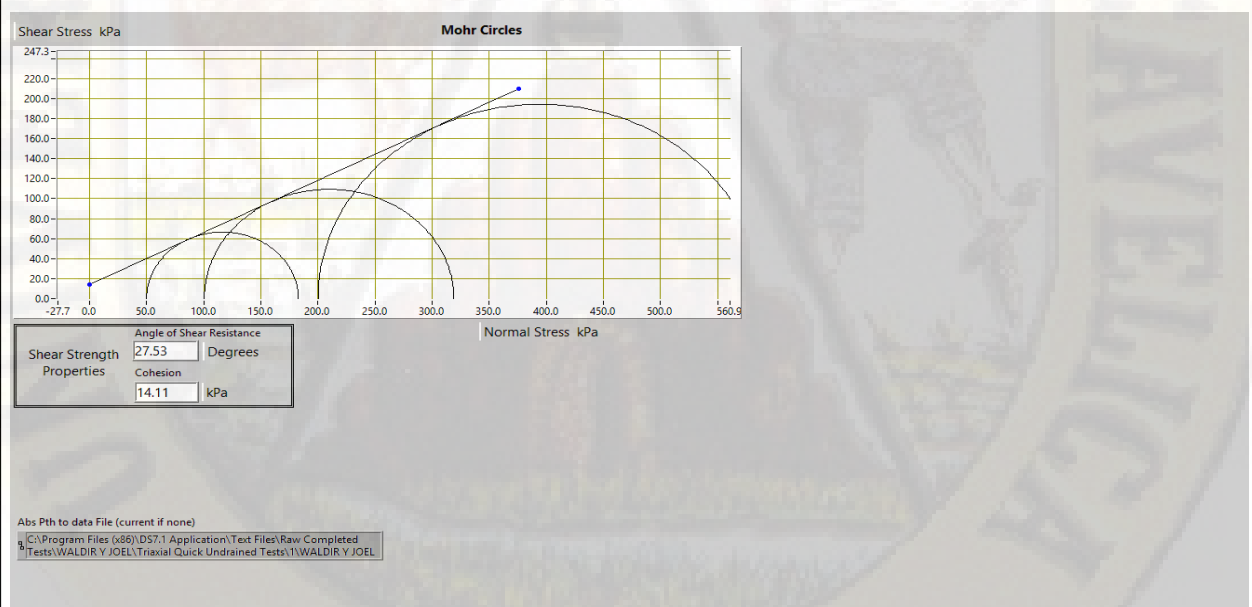
Anexo N° 03

Resultados de ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU).

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

SUMMARY

All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	49.9kPa	182.9 kPa	133.0 kPa	7.87%	Maximum Deviator Stress
Stage2	100.5kPa	319.1 kPa	218.6 kPa	11.36%	Maximum Deviator Stress
Stage3	200.2kPa	588.6 kPa	388.4 kPa	11.36%	Maximum Deviator Stress

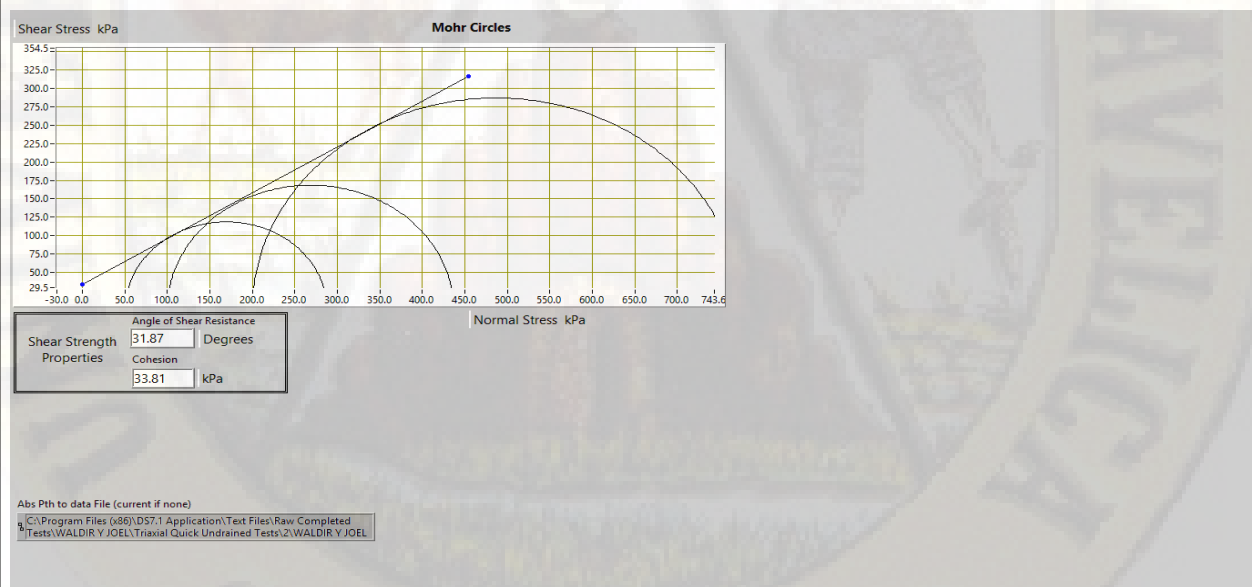


Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)



SUMMARY

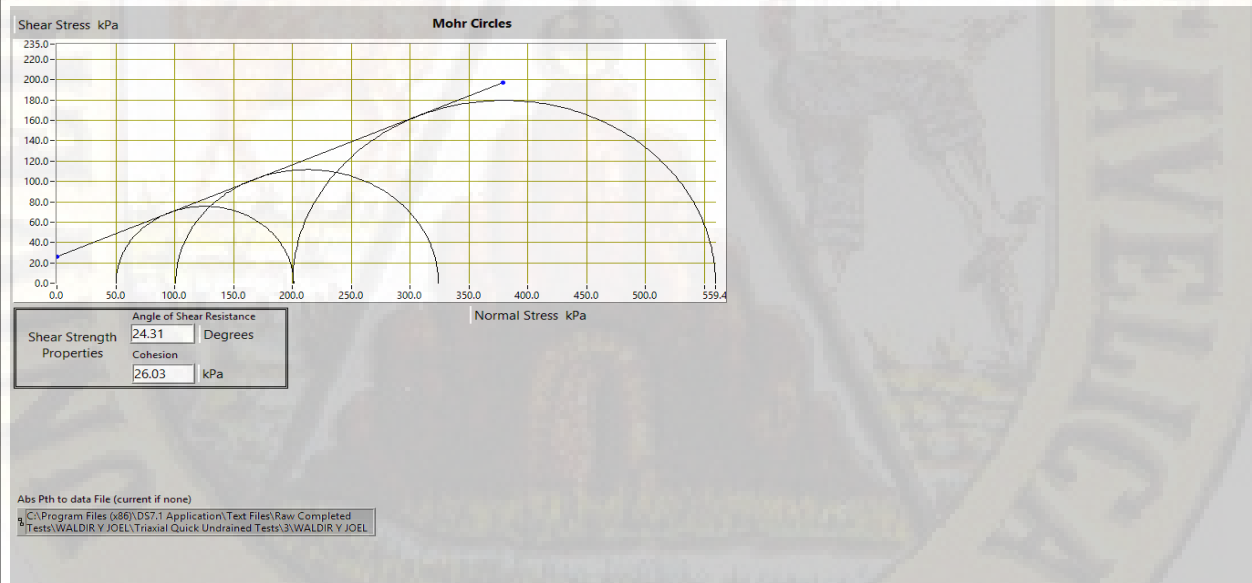
All Stages Conditions at Failure					
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure
Stage1	50.7kPa	287.8 kPa	237.1 kPa	3.88%	Maximum Deviator Stress
Stage2	100.1kPa	436.8 kPa	336.8 kPa	4.88%	Maximum Deviator Stress
Stage3	200.2kPa	773.6 kPa	573.5 kPa	7.87%	Maximum Deviator Stress



Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

SUMMARY

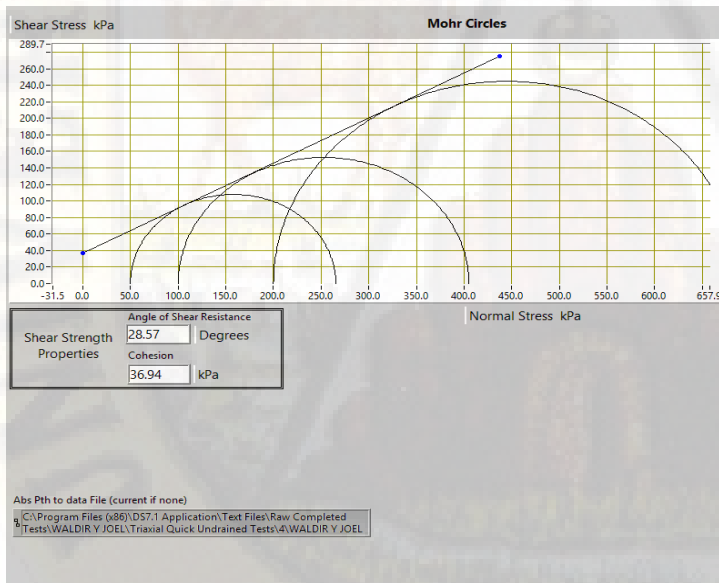
All Stages Conditions at Failure						
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure	
Stage1	50.2kPa	201.1 kPa	150.9 kPa	11.86%	Maximum Deviator Stress	
Stage2	200.3kPa	559.4 kPa	359.1 kPa	12.86%	Maximum Deviator Stress	
Stage3	100.9kPa	324.0 kPa	223.2 kPa	12.86%	Maximum Deviator Stress	



Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

SUMMARY

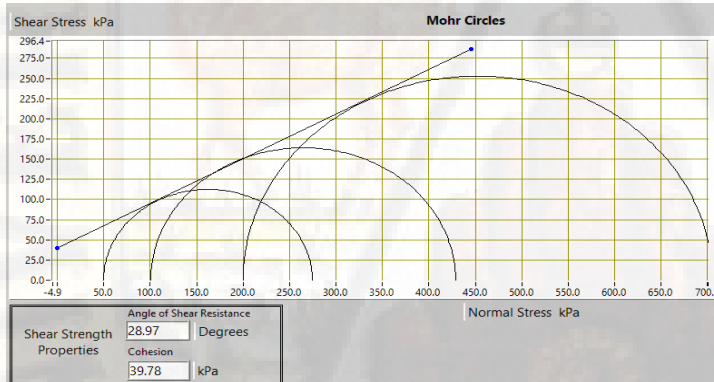
All Stages Conditions at Failure						
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure	
Stage1	49.9kPa	265.5 kPa	215.6 kPa	5.38%	Maximum Deviator Stress	
Stage2	200.0kPa	689.4 kPa	489.4 kPa	11.36%	Maximum Deviator Stress	
Stage3	100.1kPa	405.2 kPa	305.1 kPa	2.88%	Maximum Deviator Stress	



Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

SUMMARY

All Stages Conditions at Failure						
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure	
Stage1	100.6kPa	428.7 kPa	328.1 kPa	4.38%	Maximum Deviator Stress	
Stage2	199.9kPa	705.4 kPa	505.5 kPa	9.86%	Maximum Deviator Stress	
Stage3	49.9kPa	274.6 kPa	224.7 kPa	5.88%	Maximum Deviator Stress	

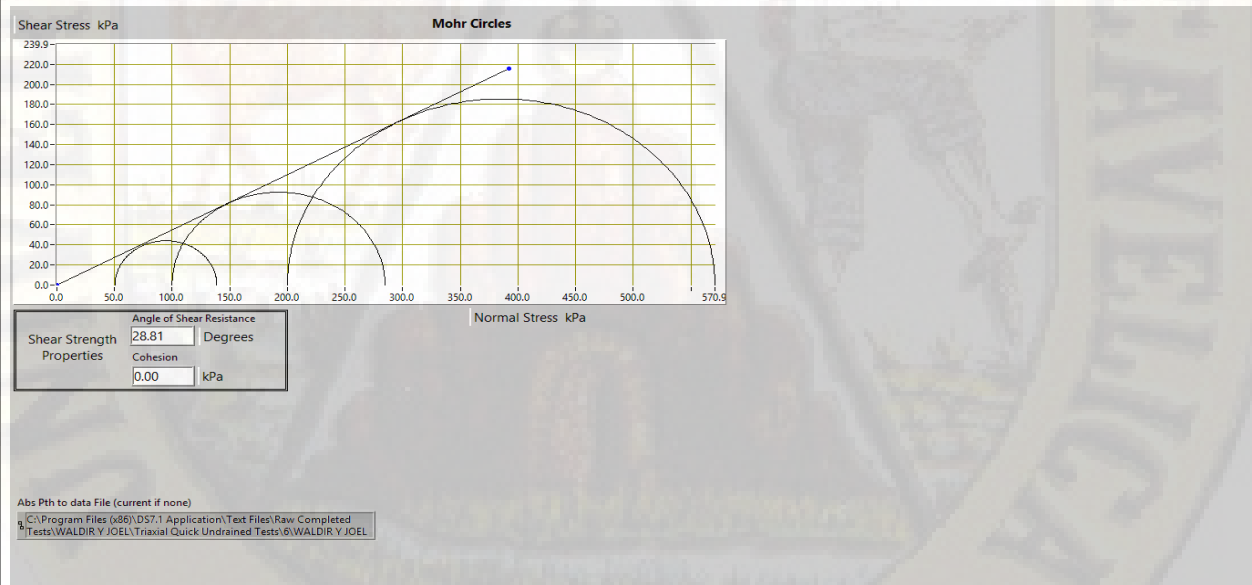


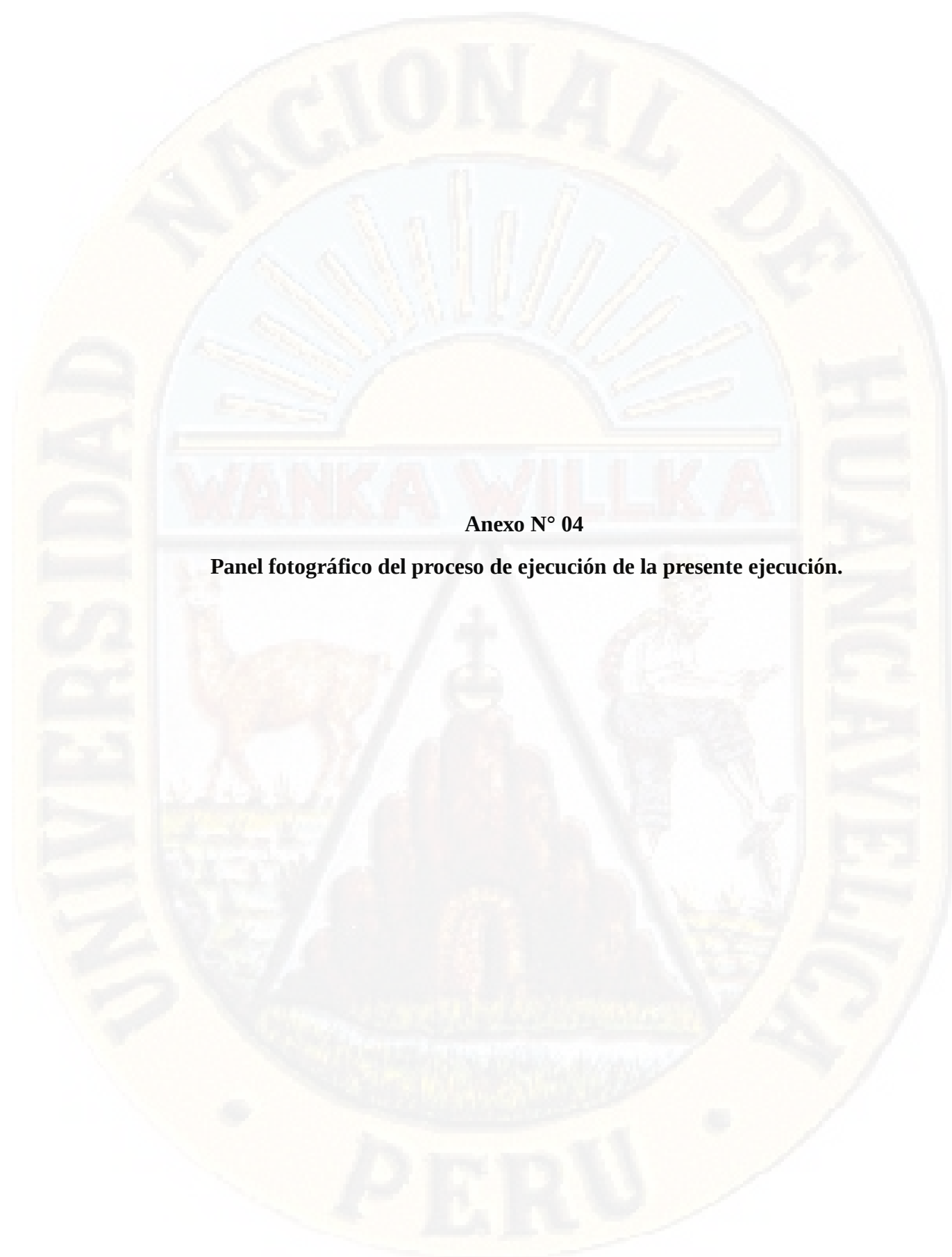
Abs Pth to data File (current if none)
C:\Program Files (x86)\DS7.1 Application\Text Files\Raw Completed Tests\WALDIR Y JOEL\Triaxial Quick Undrained Tests\5\WALDIR Y JOEL

Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils (Quick Undrained)

SUMMARY

All Stages Conditions at Failure						
Ref	Minor Principal Stress	Major Principal Stress	Compressive Strength (Corrected)	Cumulative Strain	Mode of Failure	
Stage1	50.4kPa	138.7 kPa	88.3 kPa	6.37%	Maximum Deviator Stress	
Stage2	200.0kPa	570.9 kPa	370.9 kPa	9.37%	Maximum Deviator Stress	
Stage3	99.9kPa	284.8 kPa	184.8 kPa	8.37%	Maximum Deviator Stress	





Anexo N° 04

Panel fotográfico del proceso de ejecución de la presente ejecución.



Se muestra la falla en el muro, en lugar de estudio.



Se muestra agrietamiento, en lugar de estudio.



Extracción de muestra de la Calicata N° 01.



Extracción de muestra de la Calicata N° 02.



Extracción de muestra de la Calicata N° 03.



Extracción de muestra de la Calicata N° 03.



Nivel freático en la Calicata N° 03.



Ensayo de Densidad de campo.



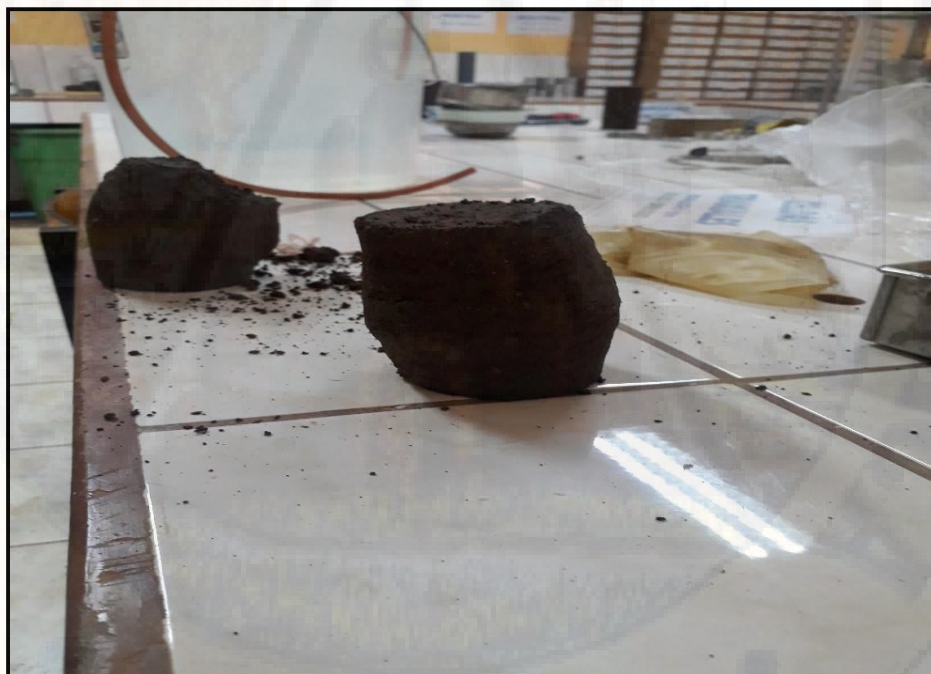
Densidad de campo.



Ensayo Triaxial no consolidado no drenado.



Ensayo Triaxial no consolidado no drenado.



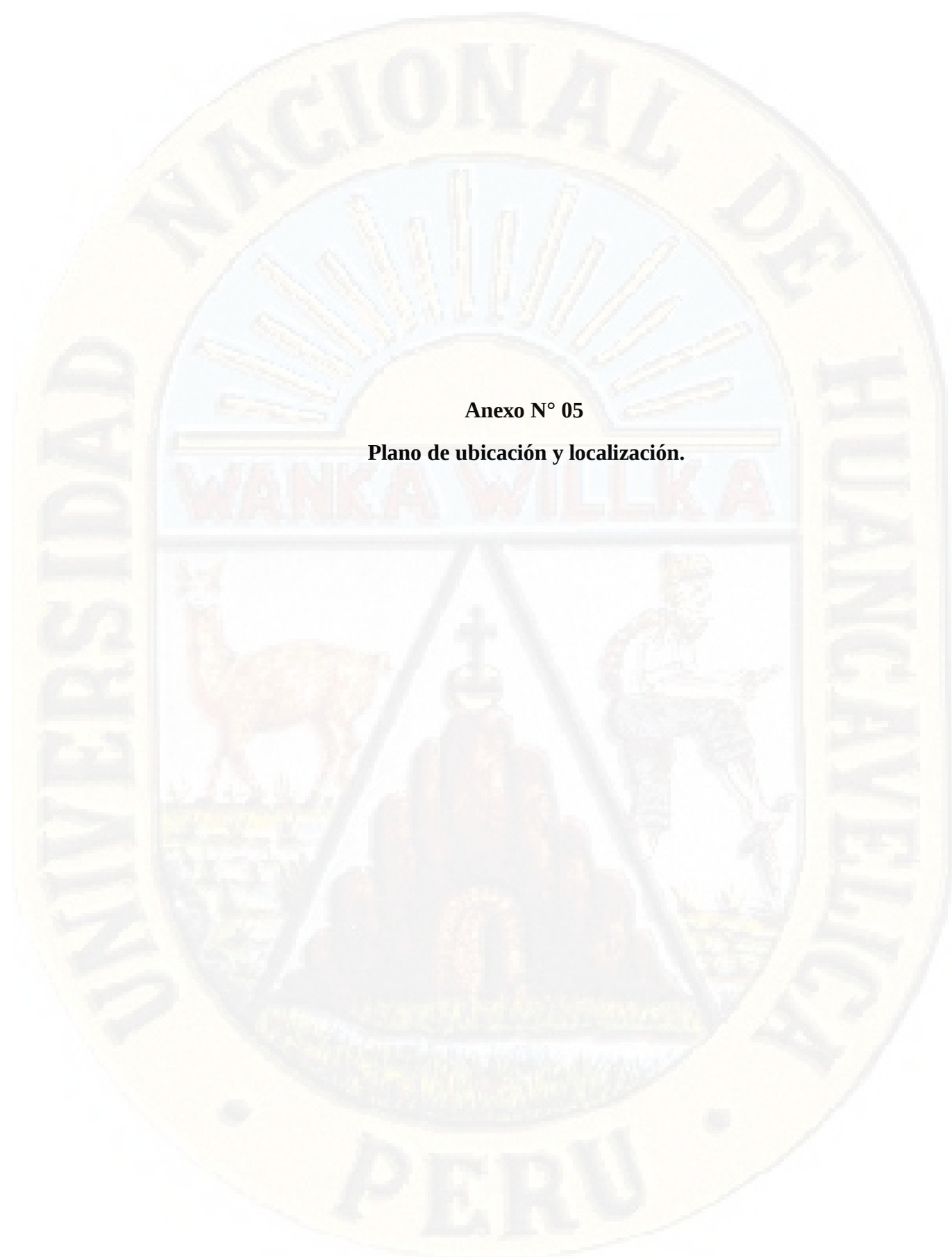
Muestra luego del ensayo Triaxial no consolidado no drenado.



Laboratorio de la UNH

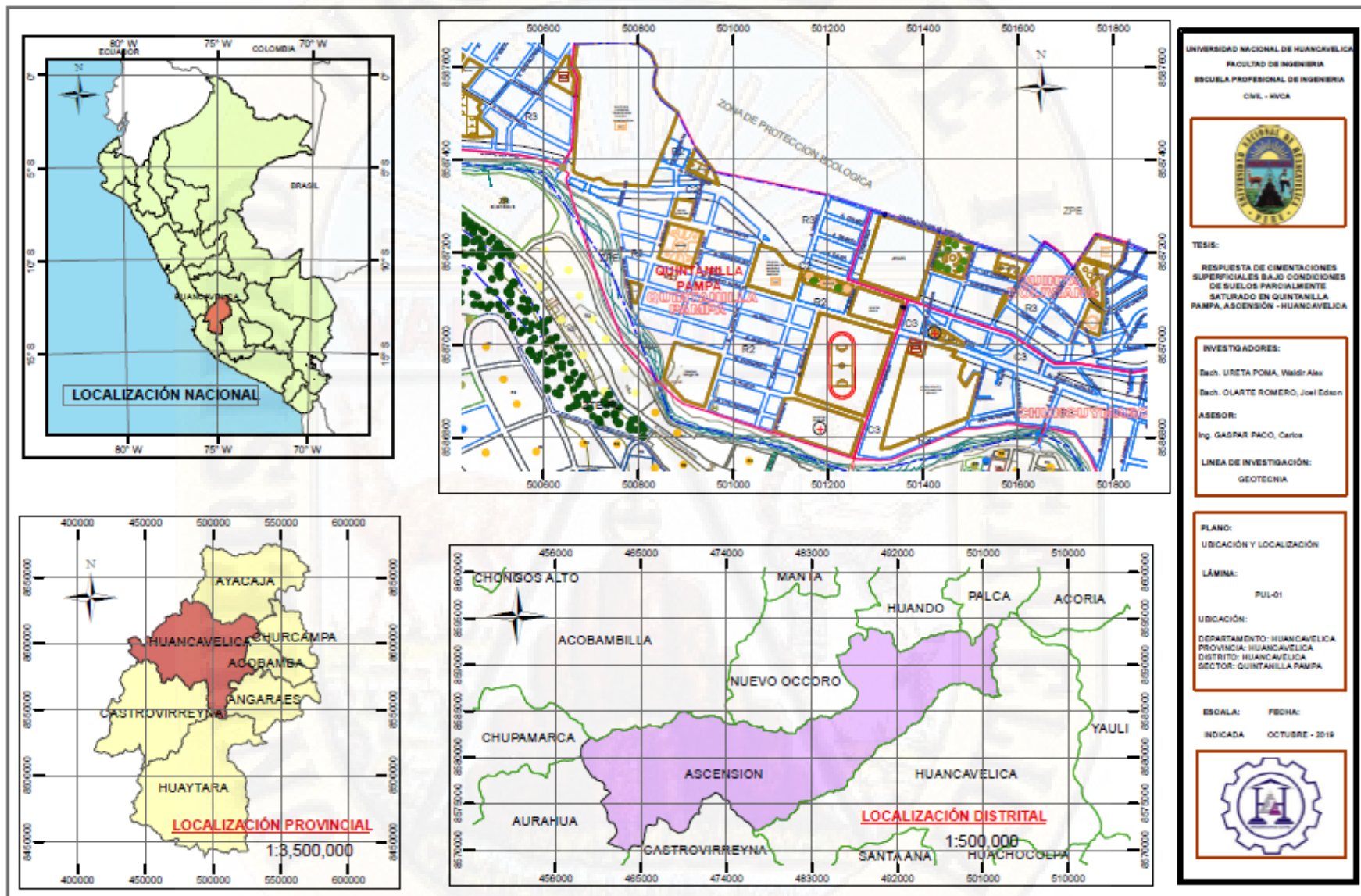


Ensayo de límite líquido.



Anexo N° 05

Plano de ubicación y localización.



MATRIZ DE CONSISTENCIA

“RESPUESTA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES BAJO CONDICIONES DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADO EN QUINTANILLA PAMPA, ASENCION - HUANCAMELICA”					
PROBLEMA	OBJETIVO	MARCO TEORICO	HIPOTESIS	VARIABLE	METODOLOGÍA
PROBLEMA GENERAL: ¿De qué manera las condiciones de suelos parcialmente saturado influyen en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica?	OBJETIVO GENERAL: Determinar la influencia de las condiciones de suelos parcialmente saturado en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica.	Teniendo en cuenta que el suelo presenta menos resistencia y mayor deformabilidad que el resto del conjunto de materiales, no puede resistir cargas por sobre su capacidad de soporte; debido a ello los diseños y procedimientos constructivos prevén transmitir y repartir las cargas al terreno.	HIPÓTESIS GENERAL: Las condiciones de suelos parcialmente saturado influyen en la respuesta de cimentaciones superficiales en Quintanilla Pampa, Ascensión - Huancavelica	VARIABLE INDEPENDIENTE: CONDICIONES DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADO Dimensiones: 1. Altura de nivel freático (Dw). 2. Desplante de la cimentación (Df).	TIPO DE INVESTIGACIÓN: Aplicada. Según (Carrasco , 2005). NIVEL DE INVESTIGACIÓN: Explicativo. Según (Hernández et al., 2014). DISEÑO: DG: Experimental. DE: Pre Experimental. GE: O1 X O2 →
PROBLEMA ESPECÍFICO: ¿De qué manera influye la altura de nivel freático (Dw) en el peso unitario del suelo (γ) en la respuesta de cimentaciones superficiales bajo condiciones	OBJETIVO ESPECÍFICO: Determinar la influencia de la altura de nivel freático (Dw) en el peso unitario del suelo (γ) en la respuesta de cimentaciones superficiales bajo condiciones de	Antecedentes A. INTERNACIONAL • Universidad Politécnica de Madrid – España - (2004): Estaire, “Comportamiento de cimentaciones superficiales sobre suelos granulares sometidos a solicitaciones dinámicas”. • Universidad Nacional Autónoma de México – México D.F (2006):	HIPÓTESIS ESPECÍFICA: El nivel freático (Dw) influye en el peso unitario del suelo (γ) en la respuesta de cimentaciones superficiales bajo condiciones de suelos parcialmente	VARIABLE DEPENDIENTE: RESPUESTA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Dimensiones: 1. Angulo de fricción interna del suelo (ϕ). 2. Fuerza de cohesión del suelo (C).	Dónde: (X): Respuesta de cimentaciones superficiales GE = Grupo Experimental. POBLACIÓN Y MUESTRA: Población El sector Quintanilla Pampa, Asención -Huancavelica

de suelos parcialmente saturado en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica? ¿De qué manera influye la altura de nivel freático (Dw) en la respuesta de cimentaciones superficiales bajo condiciones de suelos parcialmente saturados en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica?	suelos parcialmente saturado en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica. Determinar la influencia de la altura de nivel freático (Dw) en la respuesta de cimentaciones superficiales bajo condiciones de suelos parcialmente saturados en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica.	Ballinas Mijangos “Suelos Expansivos”. • Universidad Central Marta Abreu – Cuba – (2014): Dominguez Gonzales. “Capacidad de Carga en Suelos parcialmente Saturados. Modelación Computarizada 3D”. B. NACIONAL • Universidad Nacional del Centro del Perú Junín – Perú – (2017): Ortiz, “Influencia del Nivel Freático en la determinación de Capacidad Portante de suelos, en Cimentaciones Superficiales, Distrito de Pilcomayo en 2017”. • Universidad Nacional del Altiplano. Puno – Perú – (2016): Laura Huanca, “Evaluación de capacidad predictiva de los métodos de estimación del comportamiento mecánico de los suelos lacustres de la Bahía de Puno, para Cimentaciones superficiales”.	saturado en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica El nivel freático (Dw) influye en la respuesta de cimentaciones superficiales bajo condiciones de suelos parcialmente saturados en Quintanilla Pampa, Ascensión – Huancavelica.	3. Peso Unitario del suelo (γ).	Muestra El estudio será representado por 3 calicatas. Muestreo. No probabilístico. Técnica: Muestreo intencional TÉCNICAS E INSTRUMENTOS: Fuentes técnicas Las principales técnicas que se utilizará en este estudio serán por observación directa, análisis de documentos. Ensayo para hallar los límites de Atterberg. Instrumentos: 1. Instrumentos Bibliográficos Haremos uso de los libros y revistas, tesis que traten del tema en forma general y también de aquellos textos y revistas que tocan el tema en forma puntual 2. Instrumentos de laboratorio. Se hará uso de laboratorio de mecánica suelos, y para la realización de ensayos, Los instrumentos utilizados: • Datos de campo (in situ). • Máquina de ensayo a compresión. (Triaxial).
--	--	---	---	---	---

