



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA CAPACIDAD PORTANTE
MEDIANTE EL ENSAYO TRIAXIAL Y EL ENSAYO DE PLACA
DE CARGA PARA EL SUELO DE AVENIDA LIBERTAD Y JIRÓN
28 DE AGOSTO, JULIACA 2022**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. RENSO YANA SUCASACA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2024



NOMBRE DEL TRABAJO

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA CAPACIDAD PORTANTE MEDIANTE EL ENSAYO TRIAXIAL Y EL ENSAYO DE PLACA DE C A

AUTOR

RENZO YANA SUCASACA

RECuento DE PALABRAS

24585 Words

RECuento DE CARACTERES

133199 Characters

RECuento DE PÁGINAS

131 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

3.4MB

FECHA DE ENTREGA

Jul 5, 2024 8:32 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Jul 5, 2024 8:34 AM GMT-5

● **12% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos.

- 10% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 7% Base de datos de trabajos entregados
- 2% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 10 palabras)

VOSO

05 Julio 2024

Ing. Jaime Medina Leiva
DOCENTE UNIVERSITARIO
COD. UNA N° 910566

SUBDIRECCIÓN DE INVESTIGACION
EPIC

Ing. Gina Prado Laque Chiriqui
DOCENTE UNIVERSITARIO
COD. UNA N° 2006511



DEDICATORIA

A mis queridos padres Edilberto Yana y Rosario Sucasaca que con profundo gratitud y amor quiero expresar mi sincero agradecimiento por el incondicional apoyo que me han brindado durante el proceso de realización de mi tesis. Su constante aliento, comprensión y paciencia han sido pilares fundamentales que me han impulsado a alcanzar este logro académico.

Con todo mi cariño y agradecimiento.

Renso Yana Sucasaca



AGRADECIMIENTOS

Mi profundo agradecimiento a:

Querido Ing. Gino Laque, quisiera expresar mi profundo agradecimiento por su invaluable guía y apoyo como mi asesor durante la realización de mi tesis. Su experiencia, orientación y dedicación fueron fundamentales para la culminación de este proyecto académico. Gracias por compartir sus conocimientos y por ser un mentor excepcional.

A los distinguidos miembros del jurado, Ing. César Guerra, Ing. Gleny De La Riva e Ing. Fausto Mamani; agradezco sinceramente su tiempo, esfuerzo y dedicación al evaluar mi trabajo de tesis. Sus comentarios y sugerencias han contribuido significativamente al desarrollo de mi proyecto, brindándome una perspectiva valiosa y enriquecedora. Su compromiso con la excelencia académica ha sido inspirador y motivador.

Este logro no hubiera sido posible sin el respaldo de cada uno de ustedes. Aprecio sinceramente su contribución a mi formación académica y estoy agradecido por la oportunidad de aprender y crecer bajo su orientación.

A la Institución que se ha convertido en mi primera casa de estudios; la Universidad Nacional del Altiplano – Puno, por permitirme cumplir mis objetivos como persona y culminar la profesión.

Con gratitud.

Renso Yana Sucasaca



ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTOS	
ÍNDICE GENERAL	
ÍNDICE DE TABLAS	
ÍNDICE DE FIGURAS	
ACRÓNIMOS	
RESUMEN	14
ABSTRACT.....	15
CAPÍTULO I	
INTRODUCCIÓN	
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	16
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	19
1.2.1 Problema general.....	19
1.2.2 Problemas específicos	19
1.3 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.3.1 Hipótesis general.....	19
1.3.2 Hipótesis específicas	20
1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	20
1.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	23
1.5.1 Objetivo general	23
1.5.2 Objetivo específico.....	23



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1	ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	24
2.1.1	Antecedentes Internacionales.....	24
2.1.2	Antecedentes Nacionales.....	28
2.1.3	Antecedentes Locales.....	30
2.2	BASES TEÓRICAS.....	31
2.2.1	Capacidad portante.....	31
2.2.2	Ecuaciones de la capacidad portante para suelos cohesivos.....	33
2.2.2.1	Coeficiente de la Capacidad de Carga- N_c	35
2.2.3	Efectos del agua subterránea.....	37
2.2.4	Ensayo de compresión triaxial.....	37
2.2.5	Tipos de ensayos de compresión triaxial.....	39
2.2.6	Parámetros de resistencia.....	40
2.2.6.1	Cohesión.....	40
2.2.6.2	Ángulo de fricción.....	41
2.2.7	Grado de Saturación.....	41
2.2.7.1	B de Skempton.....	41
2.2.8	Esfuerzos Aplicados antes y durante la prueba de corte.....	44
2.2.8.1	Esfuerzos de confinamiento.....	44
2.2.8.2	Esfuerzo Desviador.....	45
2.2.9	Factor de Seguridad.....	46
2.2.10	Ensayo placa de carga.....	46
2.2.10.1	Análisis de esfuerzo vs deformación de la prueba placa de carga	48



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1	MATERIALES.....	52
3.1.1	Muestra Inalterada para pruebas de compresión Triaxial UU	52
3.1.2	Calicatas para pruebas IN SITU con placa de carga	52
3.1.3	Agua desairada	53
3.2	EQUIPOS.....	53
3.3	DISEÑO DE LA METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN	54
3.3.1	Enfoque de investigación: Cuantitativa	54
3.3.2	Tipo de la investigación: Aplicada.....	55
3.3.3	Nivel de Investigación: Descriptivo	55
3.3.4	Diseño de investigación	56
3.4	ÁMBITO DE ESTUDIO	61
3.4.1	Ubicación geográfica	61
3.5	TIEMPO DE EJECUCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	61
3.6	PRUEBA ESTADÍSTICO.....	62
3.6.1	Análisis estadístico descriptivo	62
3.6.2	Prueba de normalidad: Shapiro-Wilk.....	62
3.6.3	Prueba T de Student	63
3.6.4	Operacionalización de variables	65
3.7	RECOLECCIÓN DE DATOS.....	65
3.7.1	Realización de calicata y extracción de muestra.....	67
3.7.2	Ensayo de granulometría.....	69
3.7.3	Ensayo de límites líquido y plástico.....	70



3.7.4	Ensayo gravedad específica	71
3.7.5	Determinación de peso volumétrico.....	72
3.7.6	Ensayo triaxial.....	73
3.7.6.1	Análisis de gráficos de esfuerzo versus deformación	77
3.7.6.2	Importancia de simular en las condiciones reales.....	78
3.7.7	Ensayo Placa de carga.....	84

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1	HIPÓTESIS ESPECÍFICA 1.....	87
4.1.1	Caracterización de la muestra	87
4.2	HIPÓTESIS ESPECÍFICA 2.....	96
4.2.1	Parámetros de resistencia mediante ensayo triaxial UU.	96
4.2.1.1	El parámetro B de Skempton	97
4.2.1.2	Ángulo de fricción	98
4.2.1.3	Cohesión.....	98
4.3	HIPÓTESIS ESPECÍFICA 3.....	101
4.3.1	Comparación de capacidad portante mediante criterio de ASTM	101
4.3.2	Capacidad portante mediante criterio de Terzaghi y Peck.....	104
4.3.3	capacidad portante mediante criterio MMPIGBCh.....	106
4.3.4	Resumen de las cuatro metodologías	109
4.4	PRUEBA DE HIPÓTESIS ESTADÍSTICA.....	111
4.4.1	Prueba de normalidad.....	111
4.4.2	Prueba de t de Student.....	112
4.4.2.1	Comparación de capacidad portante mediante criterio de ASTM D 1194 con Skempton (Cu-Triaxial).	112



4.4.2.2	Comparación de capacidad portante mediante criterio de Terzaghi y Peck con Skempton (Cu-Triaxial).	113
4.4.2.3	Comparación de capacidad portante mediante criterio de MMPIGBCh con Skempton (Cu-Triaxial).	114
4.5	DISCUSIÓN	115
V.	CONCLUSIONES.....	119
VI.	RECOMENDACIONES	121
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	123
ANEXOS.....		123

ÁREA: Geotecnia

TEMA: Cimentaciones en suelos complejos

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: Geotecnia

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 11 de julio del 2024



ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1	Criterios para determinar la capacidad admisible 50
Tabla 2	Valores de la capacidad portante para la prueba placa de carga 51
Tabla 3	Ubicación geográfica de la población 59
Tabla 4	Número de muestras para parámetros de resistencia (cohesión) 60
Tabla 5	Número de muestras para clasificación de suelos según SUCS 60
Tabla 6	Capacidad portante de suelos cohesivos 61
Tabla 7	Ubicación de la instalación del laboratorio de la UNA - Puno 61
Tabla 8	Tabla de definición operacional de las variables 65
Tabla 9	Presión de confinamiento inicial de la unidad de análisis del estrato 2 75
Tabla 10	Caracterización de la muestra de suelo 88
Tabla 11	Estadísticas de los límites de consistencia del suelo 89
Tabla 12	Características volumétricas del suelo en estudio 92
Tabla 13	Resultados de cohesión no drenada obtenido de compresión triaxial UU... 96
Tabla 14	Resultados del parámetro B de Skempton 98
Tabla 15	Capacidad Portante – Ensayo Placa de Carga 102
Tabla 16	Capacidad Portante–Ensayo Placa de Carga, por Terzaghi y Peck 104
Tabla 17	Capacidad Portante – Ensayo Placa de Carga 107
Tabla 18	Estadísticas de la capacidad portante con las cuatro metodologías 109
Tabla 19	Prueba de normalidad 111
Tabla 20	Prueba t-Student entre la ASTM D 1194 y Skempton (Cu-triaxial) 113
Tabla 21	Prueba t-Student entre las metodologías de Terzaghi- Peck y Skempton . 114
Tabla 22	Prueba t-Student entre las metodologías de MMPIGBCh y Skempton 115



ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 Tipos de falla.....	32
Figura 2 Coeficiente de la Capacidad de Carga- N_c	36
Figura 3 Ubicación de esfuerzos en el Ensayo Triaxial	38
Figura 4 Verificación de la b Skempton para el ensayo triaxial	41
Figura 5 Relación entre B de Skempton en arcillas sobreconsolidadas	43
Figura 6 Componentes del Ensayo Placa de carga.....	48
Figura 7 Excavación de calicata para prueba de placa carga	53
Figura 8 Ubicación de las calicatas para obtención de las muestras	57
Figura 9 Regla para determinar el nivel de significancia.....	64
Figura 10 Extracción de muestra en la Calicata	67
Figura 11 Muestras inalteradas.....	68
Figura 12 Ensayo de granulometría.....	70
Figura 13 Ensayo de gravedad específica	72
Figura 14 Ensayo de peso volumétrico	73
Figura 15 Condición de suelo sin el sometimiento de cargas externas	75
Figura 16 Condición del suelo sometido a cargas externas.....	76
Figura 17 Gráfico de esfuerzo vs deformación	77
Figura 18 Esfuerzo de confinamiento en una muestra de suelo	79
Figura 19 Gráficos obtenidos del ensayo de compresión triaxial UU.....	81
Figura 20 Tallado de la muestra para el ensayo triaxial.....	82
Figura 21 Peso de muestra para el ensayo triaxial	83
Figura 22 Prueba de compresión triaxial UU.....	83



Figura 23	Proceso de excavación para ensayo de Placa de carga	84
Figura 24	Representación gráfica de la prueba de placa de carga.....	85
Figura 25	Equipo de Ensayo de Placa de Carga.....	86
Figura 26	Curvas Granulométricas de las Calicatas C-1, C-2, C-3.....	90
Figura 27	Carta de plasticidad en estrato 2	91
Figura 28	Perfil estratigráfico C-1.....	93
Figura 29	Perfil estratigráfico C-2.....	94
Figura 30	Perfil estratigráfico C-3.....	95
Figura 31	Círculos de Mohr de C-1 para esfuerzos de 50 y 100 kPa.....	99
Figura 32	Círculos de Mohr de C-1 para esfuerzos de 50 y 200 kPa.....	99
Figura 33	Esfuerzo – deformación de C-1 para esfuerzo de 50 ,100 y 200 kpa	100
Figura 34	Gráfica de Esfuerzo vs Deformación en C-1, según la ASTM-D 1194.....	102
Figura 35	Gráfica de Esfuerzo vs Deformación en C-2, según la ASTM-D 1194.....	103
Figura 36	Gráfica de Esfuerzo vs Deformación en C-3, según la ASTM-D 1194.....	103
Figura 37	Esfuerzo vs Deformación en C-1, según Terzaghi y Peck.....	105
Figura 38	Esfuerzo vs Deformación en C-2, según Terzaghi y Peck.....	105
Figura 39	Esfuerzo vs Deformación en C-3, según Terzaghi y Peck.....	106
Figura 40	Esfuerzo vs Deformación C-1, criterio MMPIGBCh	107
Figura 41	Esfuerzo vs Deformación C-2, criterio MMPIGBCh	108
Figura 42	Esfuerzo vs Deformación C-3, criterio MMPIGBCh	108
Figura 43	Resultados de capacidad de carga admisible de las cuatro metodologías .	110



ACRÓNIMOS

ASTM:	Sociedad Americana para Pruebas y Materiales
ϕ :	Ángulo de fricción
CH:	Arcilla de alta plasticidad
CL:	Arcilla de baja plasticidad
B:	B de Skempton
Q adm:	Carga o peso admisible que el suelo tolera. (kN)
Qu:	Carga o peso ultimo que el suelo tolera. (kN)
Cu:	Cohesión no drenada
$\Delta\sigma$:	Esfuerzo desviador (kpa)
q adm:	Esfuerzo o presión admisible que el suelo tolera. (kpa)
σ'_3 :	Esfuerzo o presión de confinamiento
σ'_1 :	Esfuerzo o presión principal
q ultim:	Esfuerzo o presión última que el suelo tolera. (kpa)
FS:	Factor de seguridad
Nc, Nq, Ny:	Factores de capacidad de carga
LL:	Límite líquido
LP:	Límite plástico
MMPIGBCh:	Manual de monitoreo de pruebas de ingeniería geotécnica. Beijing: China.
UU:	No consolidado, no drenado
NTP:	Norma Técnica Peruana
μ :	Presión de poros
D _f :	Profundidad de desplante de la cimentación



RESUMEN

Esta investigación tiene como objetivo principal comparar las metodologías para determinar la capacidad portante del suelo mediante el ensayo triaxial y el ensayo de placa de carga. Este estudio es especialmente relevante para determinar la resistencia del suelo de fundación de manera directa y confiable mediante pruebas in situ. Se empleó una metodología de diseño comparativo de resistencia de suelos, utilizando 9 especímenes para la prueba de compresión triaxial y 3 unidades de prueba in situ. El estudio es de carácter descriptivo con un enfoque cuantitativo. Los suelos según (SUCS) se clasifican como CH (arcilla de alta plasticidad) y se identificaron como suelos sobreconsolidados con un esfuerzo de preconsolidación de 88.3 kpa según la prueba de consolidación unidimensional. La resistencia admisible de suelos según la ecuación de Skempton en función a parámetros de resistencia obtenidos del ensayo triaxial (UU), fue de 88.05 kpa. En contraste, las pruebas in situ dan valores de resistencia admisible de acuerdo con diferentes criterios: según ASTM 1194, los resultados son 117.67, 106.0 y 114.67 kpa; según Terzaghi y Peck, fueron de 139.50, 126.5 y 146.0 kpa; y siguiendo el criterio Manual de Monitoreo de Pruebas de Ingeniería Geotécnica, 2005 fueron 99.5 kpa, 89.5 kpa y 104.0 kpa respectivamente para las pruebas en campo. En conclusión, las pruebas directas in situ son una fuente confiable para la toma de decisiones en el diseño de elementos estructurales como zapatas superficiales, ya que proporcionan resultados más realistas de la capacidad portante del suelo en comparación con los métodos indirectos de laboratorio.

Palabras Clave: Carga admisible, Cohesión, Confinamiento, Deformación, Triaxial, Saturación.



ABSTRACT

The main objective of this research is to compare the methodologies to determine the bearing capacity of soil by means of the triaxial test and the plate load test. This study is especially relevant to determine the strength of foundation soil in a direct and reliable manner by in situ testing. A comparative soil strength design methodology was employed, using 9 specimens for the triaxial compression test and 3 in situ test units. The study is descriptive in nature with a quantitative approach. The soils according to (SUCS) are classified as CH (high plasticity clay) and were identified as overconsolidated soils with a preconsolidation stress of 88.3 kpa according to the one-dimensional consolidation test. The allowable strength of soils according to the Skempton equation as a function of strength parameters obtained from the triaxial test (UU), was 88.05 kpa. In contrast, in situ tests give values of admissible strength according to different criteria: according to ASTM 1194, the results are 117.67, 106.0 and 114.67 kpa; according to Terzaghi and Peck, they were 139.50, 126.5 and 146.0 kpa; and following the criteria of the Geotechnical Engineering Test Monitoring Manual, 2005, they were 99.5 kpa, 89.5 kpa and 104.0 kpa respectively for the field tests. In conclusion, direct in-situ tests are a reliable source for decision making in the design of structural elements such as footings on the top of the footing.

Keywords: Allowable load, Cohesion, Confinement, Deformation, Triaxial, Saturation.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Investigadores como Peck & Bryant (1953), en su artículo describen sobre un cambio trascendental en la historia de la humanidad y de la ingeniería geotécnica como una estructura de dimensiones colosales como el silo de granos Transcona-Canadá una vez inaugurado y puesto en operativo a un 75% de su capacidad inmediatamente después de 1 hora empezó a fallar debido a que el peso total, incluido su contenido, había alcanzado a un 94% de capacidad portante última de diseño. Esto dio lugar a uno de los eventos más importantes en la ingeniería civil, así en el año 1953 dio lugar a probar la teoría de capacidad portante propuesta por Terzaghi y Skempton que hasta ese entonces solo era una conjetura, lo que permitió a la comunidad de ingenieros obtener un poco más de comprensión del comportamiento del suelo, Transcona Museum (2014).

Tomando como referencia a dichos investigadores mencionados la capacidad portante de suelos en edificaciones es fundamental porque determina la máxima presión que el terreno puede soportar sin sufrir un fallo estructural. Este cálculo es esencial para garantizar la estabilidad y seguridad de las construcciones a largo plazo. Sin una comprensión adecuada de la capacidad portante, se corre el riesgo de enfrentar asentamientos no deseados o incluso el colapso total de la estructura. Conocer la capacidad portante del suelo permite diseñar cimentaciones adecuadas, prevenir problemas de asentamiento, y asegurar que la estructura pueda soportar las cargas para las que fue diseñada. Además, este conocimiento ayuda a minimizar los riesgos asociados que podrían comprometer la integridad de las edificaciones. En resumen, calcular la



capacidad portante de suelos en edificaciones es crucial para garantizar la seguridad, estabilidad y durabilidad de las construcciones.

Según Budhu (2011), investigador de la Department of Civil Engineering de la University of Arizona, menciona la importancia de determinar la capacidad portante de suelos utilizando métodos semi-empíricos como los de Terzaghi, Skempton, Meyerhof, entre otros. Estos métodos están directamente relacionados con los parámetros de resistencia de suelos, como la cohesión y el ángulo de fricción. Para obtener valores más representativos y confiables según las normativas ASTM D 2850, el ensayo triaxial se destaca como uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de resistencia al corte de suelos cohesivos como las arcillas. Este enfoque garantiza una evaluación precisa y fundamentada del comportamiento del suelo bajo diferentes condiciones de carga, facilitando decisiones informadas en el diseño y la construcción de estructuras civiles.

A nivel nacional las investigaciones de Siesquen (2022), concuerdan en que, para la determinación de la capacidad portante de suelos, el uso de métodos semi-empíricos como los de Terzaghi, Skempton, es el más apropiado para suelos cohesivos. Estos métodos se basan en parámetros de resistencia al corte obtenidos mediante ensayos de laboratorio, siendo el ensayo triaxial el más confiable para suelos cohesivos como las arcillas, así como investigadores locales como Laura (2016), en su tesis realiza la comparación de las diferentes ecuaciones de la capacidad portante mencionando que la teoría de Terzaghi es la que mejor se adapta a este tipo de suelos cohesivos.

Frecuentemente, los proyectos de viviendas familiares son ejecutados por personal poco calificado conocido como "maestros de obra", quienes se basan únicamente en la experiencia empírica acumulada a lo largo de los años. Como investigadores,



buscamos mejorar su capacidad de toma de decisiones. Por esta razón, analizamos dos formas distintas para determinar la resistencia de suelos, como el uso de placas de carga, aunque estos no son ampliamente utilizados debido a su alto costo y complejidad operativa, que en el pasado eran inaccesibles en comparación con teorías más aceptadas como la de Skempton para suelos cohesivos como arcillas. También es posible usar datos obtenidos de pruebas estandarizadas, como la prueba triaxial, que proporcionan una precisión cercana a las condiciones reales.

Al analizar estos datos, se proporcionará una referencia importante a otros investigadores y ejecutores de proyectos de edificios o viviendas. El uso de placas de carga in situ ofrece información crucial sobre el comportamiento del suelo frente a diversas cargas aplicadas, lo que inspirará mayor confianza entre los ejecutores (maestros de obra) y profesionales al diseñar cimentaciones, evitando problemas como grietas, fisuras y asentamientos no deseados. Además, promoverá un mejor entendimiento de la interacción suelo-estructura.

La relevancia de investigar las diferencias entre el ensayo triaxial y la placa de carga radica en la necesidad de proporcionar una herramienta más accesible y precisa para determinar la capacidad portante de los suelos. En un contexto donde los costos elevados de asesoría profesional y técnica llevan a la contratación de personal no especializado, la adopción de una metodología directa en el campo con placas de carga no solo mejora la precisión de los resultados, sino que también contribuye a eliminar la inseguridad asociada con decisiones basadas únicamente en la experiencia adquirida, evitando así posibles pérdidas económicas derivadas de estimaciones erróneas de la capacidad de portante del suelo.



1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 Problema general

- ¿Existirá una diferencia significativa entre la capacidad portante obtenida a partir del ensayo de placa de carga y la capacidad portante obtenida a través del ensayo triaxial para el suelo de avenida Libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿Cuáles son las características físico-mecánicas del suelo de la avenida Libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022?
- ¿Cuáles son los parámetros de resistencia del suelo para la avenida Libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022?
- ¿Cuál es la capacidad portante a partir del ensayo triaxial y placa de carga del suelo de la avenida Libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022?

1.3 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1 Hipótesis general

- Existe una diferencia significativa entre la capacidad portante obtenida a partir del ensayo de placa de carga y la capacidad portante obtenida a través del ensayo triaxial para el suelo de avenida Libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022.



1.3.2 Hipótesis específicas

- El suelo de avenida Libertad y jirón 28 de agosto de Juliaca es un suelo cohesivo.
- Los parámetros de resistencia de suelos varían significativamente a los mencionados en la E.050 para la avenida Libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022.
- La capacidad portante mediante el ensayo triaxial del suelo de la avenida Libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022 es menor en relación al obtenido por la placa de carga.

1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La justificación para llevar a cabo esta investigación se fundamenta en la crucial importancia de la capacidad portante del suelo en el diseño y construcción de elementos estructurales, particularmente las zapatas que tienen un contacto directo con los suelos de fundación. Este aspecto es esencial para garantizar la estabilidad y durabilidad de las edificaciones. Sin embargo, existe una notoria carencia de atención por parte del sector privado, especialmente en el ámbito de construcciones de viviendas familiares.

Una de las principales razones detrás de este vacío se debe a los costos elevados asociados con la consulta de profesionales o técnicos especializados. Esta limitación lleva a que, en muchos casos, las decisiones en cuanto a la capacidad portante del suelo recaigan en servicios de personal obrero poco capacitado, quienes a menudo recurren a métodos empíricos simplificados, como el método de la barra para medir la penetración del suelo y verificar a criterio sobre si es bueno o no el suelo lo cual conlleva a una toma de decisiones inseguras e imprecisas.



La realización de esta investigación se justifica con el propósito de ofrecer alternativas y soluciones prácticas a estos desafíos. La propuesta de utilizar placas de carga para determinar la capacidad portante directamente en el campo no solo busca mejorar la precisión de los resultados, sino también reducir los costos asociados al dimensionamiento de elementos estructurales. La implementación y promoción de esta metodología no solo constituyen una respuesta asequible para el sector privado, sino que también introducirán un enfoque más preciso y confiable en comparación con los métodos semi-empíricos tradicionales.

Además, la realización de esta tesis surge como una respuesta necesaria y oportuna ante la notable expansión del sector construcción en el Perú, fenómeno que ha experimentado un crecimiento sin precedentes en los últimos años. De acuerdo con datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística e Informática INEI (2021), el sector construcción experimentó un impresionante crecimiento del 34.7% en el año 2021, cifra que representa el mayor incremento registrado en las últimas dos décadas. Este auge constructivo se atribuye a diversos factores, como la recuperación económica tras la pandemia de COVID-19, la inversión pública en infraestructura y el desarrollo inmobiliario.

Como resultado de este expansivo crecimiento y la mejora económica, se observa un aumento significativo en la construcción de viviendas, especialmente en las periferias de la ciudad de Juliaca. Sin embargo, es preocupante que gran parte de estas edificaciones carezca de un estudio de suelo adecuado, confiando exclusivamente en la experiencia de personal obrero poco capacitado. Esta situación plantea un riesgo sustancial, ya que las decisiones basadas únicamente en la experiencia pueden resultar insuficientes para garantizar la estabilidad y seguridad estructural de las construcciones.



La investigación propuesta tiene como objetivo principal evaluar y comparar dos metodologías para determinar la capacidad portante del suelo: las pruebas de laboratorio, específicamente el ensayo triaxial, y las pruebas de campo, en particular el uso de placas de carga. Este enfoque de investigación es vital para mejorar la calidad y seguridad de las construcciones emergentes en las periferias de Juliaca, donde actualmente la falta de estudios de suelo adecuados representa un riesgo latente.

La importancia de esta tesis se refleja en los beneficios que aportará tanto al sector de la construcción como a la población en general. Al proporcionar conocimientos más sólidos relacionados con la seguridad de las inversiones en construcción, la tesis contribuirá a una toma de decisiones más informada en el diseño y desarrollo de viviendas. Además, la metodología propuesta, al incluir pruebas de campo más accesibles como las placas de carga, ofrece una solución viable desde el punto de vista económico para un sector que busca minimizar costos sin comprometer la seguridad y estabilidad de las edificaciones.

Adicional a ello, el estudio proporciona una guía para realiza investigaciones en ingeniería civil de manera sistemática y rigurosa. Esta guía puede ayudar a mejorar la calidad de las investigaciones, aumentar su fiabilidad y facilitar la colaboración entre investigadores Sarmiento (2017).



1.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1 Objetivo general

- Determinar la existencia de una diferencia significativa entre la capacidad portante obtenida a partir del ensayo de placa de carga y la capacidad portante obtenida a través del ensayo triaxial para el suelo de avenida Libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022.

1.5.2 Objetivo específico

- Determinar las características físico-mecánicas del suelo de la avenida Libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022.
- Estimar los parámetros de resistencia de suelos para la avenida Libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022.
- Estimar la capacidad portante mediante el ensayo triaxial y placa de carga del suelo de la avenida Libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1 Antecedentes Internacionales

Sultana & Dey (2019), en su investigación titulada “Estimación de la capacidad de carga última de zapatas sobre arcilla blanda a partir de pruebas de placa”, tienen por objetivo central encontrar la variación del ensayo de placa de carga en base a diferentes medidas y formas de la placa; para su análisis su investigación es del tipo cuantitativa experimental, ya que se realiza la cantidad de 18 ensayos de placa de carga a un mismo suelo arcillas de alta plasticidad CH la pruebas fueron realizados en laboratorio en condiciones idealizadas como homogeneidad, isotrópico y un grado de saturación aproximadamente igual en todas las unidades de análisis. Los investigadores concluyen que, la capacidad portante última que produce la prueba de placa de carga es muy cercana a los métodos convencionales. Además de comparar la forma y área de las placas de prueba no existe mucha variabilidad siempre en cuando cumplan las condiciones de homogeneidad.

Paula et al. (2018), en su artículo de investigación tiene como objetivo predecir el comportamiento de un suelo a una profundidad de desplante de 1 m bajo condiciones natural y saturada, tomando como referencia 2 pruebas de placa de carga de 80 cm de diámetro sometido a cargas lentas que según la clasificación SUCS es suelo arena limosa de la Ciudad de Fortaleza -Ce, Brasil. El método aplicado es experimental para llevar a cabo en la condición de saturado se realizó



10 pozos tipo pilote perforado de 30 cm de diámetro una profundidad de 3 m distribuidos radialmente alrededor del centro de la prueba de placa de carga a una distancia 1.85 m de centro a centro y rellenos con arena para luego saturar ,en esta investigación toma referencia para evaluar la comparación , una presión de 200 Kpa equivalente a 2 kg/cm^2 de esfuerzo que se transmite al suelo para ambas condiciones , en el caso de suelo natural sin saturar se somete hasta duplicar el esfuerzo produciendo una deformación de 3.61 mm bajo un presión de 200 kpa y un total de 16.82 mm bajo 400 kpa pero en caso 2 el suelo se somete a una presión de 200 kpa hasta que el suelo se estabiliza llegando a deformarse 4 mm un valor muy cercano a la primera prueba , una vez llegado a esta presión o esfuerzo propuesto por el investigador se inicia con la saturación ,para lo cual se aprecia una vez saturado y manteniendo la presión constante se observa un incremento de la deformación hasta llegar a un 25.04 mm. Por tanto, el autor concluye que el grado de saturación de suelos con características similares al estudiado es importante para la toma de decisiones respecto a su capacidad portante admisible ya que al saturar genera una deformación excesiva no cumpliendo con los requisitos máximos que debe cumplir por tanto según el investigador menciona la importancia de obtener resultados en condiciones saturadas que después son aplicados para definir el tipo de cimentación.

马健 [Ma Jian] (2020), en su investigación menciona cómo determinar la carga admisible según la prueba de placa carga para diferentes tipos de suelos tomando referencia a la deformación producida en base a la dimensión de la placa de carga basándose de acuerdo las especificaciones técnicas para pruebas de cimientos de edificios. Beijing: China Construction 2015. Además, señala que el



rango de suelo donde se aplica es amplio siempre en cuando que dichos suelos deben cumplir cierta homogeneidad en sus características o propiedades físicas por lo que dicho método brinda datos fiables por tanto concluye que la presión admisible no debe exceder la mitad de la presión máxima obtenida en los análisis de resultados de esfuerzo- deformación.

Consoli et al. (1998), en su artículo el objetivo de la investigación fue determinar el efecto del tamaño y la forma de diferentes medidas de placas tanto de acero circulares de 0.30 y 0.60 m de diámetro y placas cuadradas de concreto de 0.40 y 1 m de lado sobre suelos residual -friccional homogéneo. Las pruebas se desarrollaron in situ de campo en la Universidad Federal de Rio Grande do Sul, Brasil; en estratos de suelo residual homogéneo en 4 puntos siendo de tipo experimental. En sus conclusiones, mencionan que el efecto del uso de diferentes medidas y formas de placas de acero o concreto resulta ser insignificante en la determinación de la capacidad de carga para suelos homogéneos. También indican que se observaron pequeñas diferencias en deformaciones cerca de la capacidad de carga última, así como en el tipo de falla que presentaron las pruebas realizadas in situ, las cuales mostraron fallas por punzonamiento en todos los casos.

Warmate (2014), en su artículo que tiene por objetivo evaluar el uso de la placa de carga circular de 30 cm de diámetro para determinar la capacidad de carga segura (toma referencia la ASTM D 1194-72) en la ciudad Calabar, Delta Níger. El área de estudio representa un ambiente de llanura costera con formación de arcillas con presencia de arenas, se realizó 4 pruebas de placa de carga a un 1 m de profundidad de cimentación propuesto donde se obtuvo valores de capacidad de carga representativo mediante placa de carga un valor de 162.5 Kpa con un asentamiento permisible de 25 mm y mediante la prueba de compresión simple un



valor de 155 Kpa (kpa) además de realizar el análisis estadístico muestra una muy baja dispersión de los resultados con un coeficiente de variación del 4%. El investigador concluye que existe alta confiabilidad del método como también indica que el tipo de falla que presenta es una falla de corte local.

Barnard (2019), en su trabajo de investigación busca analizar los principales factores que afectan al ensayo de placa de carga. Para lo cual se realiza una encuesta a 90 laboratorios que aplican el ensayo de placa de carga, por lo que su investigación es del tipo cualitativa no experimental. Dentro de sus resultados se observó que se usan con mayor frecuencia placas de 30 y 60 centímetros de diámetro; además, en sus resultados muestra un flujograma de siete pasos para realizar el ensayo de placa de carga a fin de reducir los errores de medición. Finalmente concluye que, en Sudáfrica es sumamente relevante el ensayo de placa; los dos procedimientos más usados para realizar el ensayo de placa de carga son BS 5930 (1980) y ASTM D 1194.

Siesquen (2022), en su estudio “Análisis de la Variación de la capacidad portante de la carga mediante ensayos geotécnicos de corte directo y triaxial, con suelos tipo CH y CL en la Urb. Monterrico VI Etapa distrito de Chiclayo” plantea determinar la capacidad de carga admisible mediante la comparación de los ensayos geotécnicos de corte directo y triaxial. Además, la investigación tiene una metodología experimental, cuantitativo, descriptivo y es de corte transversal con un muestreo no probabilístico de 6 especímenes de prueba para cada tipo donde la capacidad admisible para suelos CH mediante el corte directo se obtuvo 82 kpa y con triaxial 92.67 kpa en cambio en los suelos tipo CL para corte directo y triaxial fue de 79.83 kpa y 89.00 kpa concluyendo que la capacidad de carga mediante el corte directo es mayor que de triaxial.



2.1.2 Antecedentes Nacionales

Salome (2022), en su tesis tiene por objetivo analizar los resultados de distintas teorías para hallar la capacidad de carga, para lo cual hace uso de la metodología cuantitativa no experimental. Además, su población es los suelos ubicados en el anexo de Cullpa Alta y su muestra es un predio de 300 metros cuadrados ubicados en la zona mencionada de la cual se realizan tres calicatas de 1 metro cuadrado por 3 metros de profundidad. Se obtuvo los siguientes resultados para cada muestra c-1 es un GP, ángulo de fricción 31.6° , cohesión de 4.3 kpa y peso específico de 19.22 kN/m^3 , en cuanto a las otras muestras fueron de la siguiente forma c-2: 31.1° , 5.3 Kpa y 18.83 kN/m^3 ; c-3: 31.9° , 4.9 KPa, 19.22 kN/m^3 . Adicional a eso, la capacidad portante por el método de Terzaghi fue de 408.06 kpa para c-1, 449.83 kpa para c-2 y 495.24 kpa para c-3; por el método de Meyerhof fue de 666.76 kpa para c-1, 652.15 kpa para c-2 y 727.17 kpa para c-3; por el método de Hansen fue de 739.52 kpa para c-1, 731.68 kpa para c-2 y 816.90 kpa para c-3; y por el método de Vesic fue de 754.14 para c-1, 741.09 para c-2 y 832.59 kpa para c-3. Finalmente concluye que, la mejor metodología para determinar la capacidad portante del suelo frente a cimentaciones superficiales es Terzaghi, ya que su valor bajo representa un valor crítico y desfavorable lo que brinda una mayor seguridad.

Alarcon & Terán (2019), en su investigación tuvo como objetivo determinar la variación de los parámetros de resistencia como la cohesión con diferentes grados de saturación en suelos cohesivos en la región Lambayeque-Perú la población y muestra se consideró 7 calicatas de suelo CH (arcilla de alta plasticidad) según la clasificación SUCS, el método que emplea para la



determinación de los parámetros de resistencia del suelo consiste en saturar las muestras durante intervalos de tiempo hasta cumplir un mes de saturación para después hacer el respectivo corte en los intervalos de tiempo programado para observar cómo se va comportando la variación de la cohesión respecto al grado de saturación. Los investigadores concluyeron que dichos suelos inalterados de la calicata C-2 como en las demás calicatas tienen la misma tendencia a reducir su cohesión a medida que se satura, en el caso de la calicata C-2 su grado de saturación inicial es el 78 % al cabo de 3 horas ,8 horas 15 horas ,1 semana 1 mes su grado de saturación fue de 85 %, 92 %, 98 % y 99 % respectivamente pero su cohesión empieza a decaer desde un valor inicial de 31.62 kpa en el orden de 30.26 kpa ,29.04 kpa ,25.92 kpa 24.16 kpa y 23.07 kpa respecto a los tiempos establecidos por investigador y en lo demás calicatas también ocurre un comportamiento similar.

Jaramillo (2019), tuvo por objetivo analizar la diferencia entre determinar la capacidad portante de un suelo por el método de Terzaghi y Meyerhof, para lo cual su investigación, explica, es del tipo cuantitativa descriptivo; su objetivo lo aplica a la población de 62 hectáreas de la zona de Chacra Cerro del centro poblado de Yanag, su muestreo de la zona son cinco calicatas. De las cinco calicatas se obtuvo que los 1.20 metros iniciales es un SC y luego hasta una profundidad de 3 metros un ML, los resultados para la capacidad portante para el estrato superior por el método de Terzaghi para las cinco calicatas respectivamente fue: 67.7, 71.4, 107.0, 77.9 y 74.4 kpa, para el segundo estrato de: 111.4, 118.0, 162.1, 127.4 y 121.2 kpa; en cambio por el método de Meyerhof para el primer estrato fue de: 113.0, 119.4, 184.0, 130.7 y 125.0 kpa, para el segundo estrato de: 166.3, 177.9, 245.0, 193.3 y 182.6 kpa. Finalmente concluye



que, tanto para el estrato 1 y el estrato 2 la metodología de Terzaghi presenta valores de capacidad portante más conservadores en comparación a la metodología de Meyerhof.

2.1.3 Antecedentes Locales

Ugarte (2022), en su tesis tiene por objetivo determinar la capacidad portante de un suelo con el fin de diseñar una cimentación superficial, para lo cual su investigación es del tipo cuantitativa experimental; toma como población los suelos ubicados en la zona nor-oeste y noreste de la ciudad de Lampa y se muestrea seis puntos de evaluación. Como resultado se tiene que para el primer suelo se tiene una capacidad admisible de 83.0 kpa, para el segundo de 101.0 kpa, para el tercero de 129.0 kpa, para el cuarto de 74.0 kpa, para el quinto de 92 kpa y para el sexto de 115 kpa. Concluye que, se tiene una capacidad portante promedio de 101 kpa en la calle Enríquez Torres Belon de la ciudad de Lampa, que es de mediana calidad y un suelo CL.

Según Laura (2016) en la bahía de Puno, Perú, evaluó la capacidad predictiva de diferentes métodos para estimar el comportamiento mecánico de los suelos lacustres con el fin de determinar la capacidad de carga para cimentaciones superficiales. Los suelos de la zona se clasificaron como arcillas de alta plasticidad (CH) según el sistema SUCS, con contenido de materia orgánica y baja resistencia al corte, lo que los hace muy compresibles y susceptibles a asentamientos perjudiciales para las edificaciones. Los resultados de los ensayos de laboratorio y pruebas a escala real mostraron que la capacidad de carga está limitada principalmente por la deformabilidad del suelo. Se encontró que las edificaciones con zapatas cuadradas de 1 metro de lado pueden elevarse hasta 1 piso, mientras



que las de 1,5 metros pueden soportar hasta 2 pisos. Los métodos de estimación de capacidad de carga evaluados fueron los de Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic y Budhu. Los valores obtenidos fueron 89 kPa, 91 kPa, 104 kPa, 104 kPa y 67 kPa, respectivamente. Los autores concluyeron que el método de Terzaghi es el más adecuado para el uso en suelos cohesivos como los de la bahía de Puno.

Según el estudio realizado por Condori (2022), en su tesis se compararon dos metodologías para obtener los parámetros de resistencia de suelos cohesivos tipo CH: mediante el ensayo de corte directo, que utilizó 3 muestras en una investigación de tipo descriptivo-experimental, se determinó una cohesión de 7.8 kPa y un ángulo de fricción de 18.26° , mientras que a través del ensayo triaxial se obtuvo una resistencia no drenada (C_u) de 23.15 kPa y un ángulo de fricción de 0° según la norma E.050; además, se calculó la capacidad portante utilizando las ecuaciones de Terzaghi, obteniendo un valor de 138.9 kPa con los parámetros del ensayo de corte directo y 73.27 kPa con los parámetros del ensayo triaxial, evidenciando diferencias significativas en los resultados según el método empleado para este tipo de suelos.

2.2 BASES TEÓRICAS

2.2.1 Capacidad portante

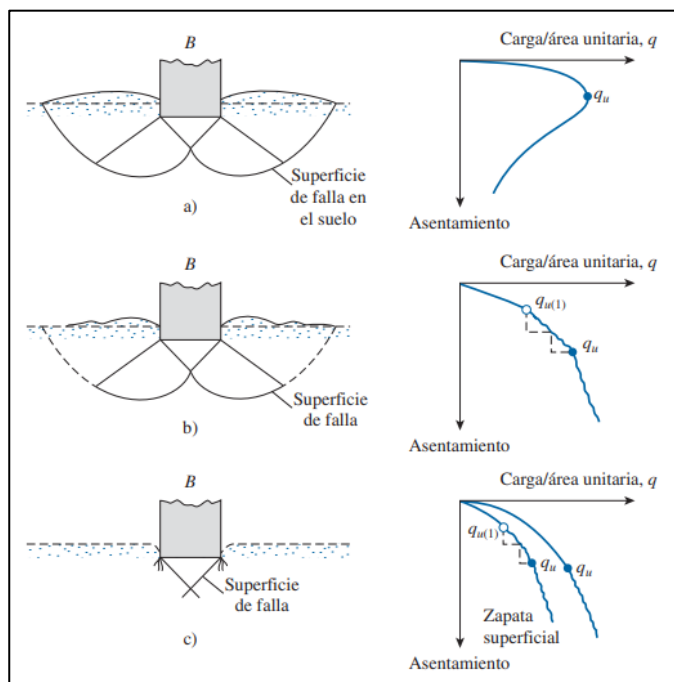
La capacidad portante de los suelos cohesivos es una propiedad fundamental en el diseño de cimentaciones y estructuras de ingeniería civil. Según Das (2012), la capacidad portante se define como la máxima presión que un suelo puede soportar sin sufrir falla por corte o asentamientos excesivos así como la teoría de Terzaghi (1943), se basa en el análisis del equilibrio de fuerzas y propone una ecuación para calcular la capacidad de carga última de cimentaciones

superficiales, considerando la cohesión del suelo, la sobrecarga efectiva y el peso específico del suelo, así como factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna del suelo.

Además, McCarthy (2014), menciona que la capacidad portante última depende de las características del suelo, historial de esfuerzos, proximidad del nivel freático; también se ve afectado por las características de la cimentación como el tamaño, profundidad, forma. Además, el suelo puede fallar de tres formas distintas como falla general por corte, falla local por corte y falla por corte punzonado respectivamente como se muestra en la siguiente figura.

Figura 1

Tipos de falla



Fuente: extraído de (Das, 2012, p. 25)

Coduto et al. (2016), explican que la falla general por corte sucede en suelos que son fuertes, pero que tampoco permiten un asentamiento excesivo. La falla se produce como en la Figura 1 de forma repentina y una característica que



menciona es que aparece una protuberancia adyacente al cimiento. En cambio, la falla de corte por punzonamiento se manifiesta en arenas sueltas, en una capa superficial de suelo resistente situada debajo de un estrato de suelo considerablemente débil, o en arcillas con baja resistencia sometidas a condiciones de drenaje prolongado. La elevada compresibilidad inherente a estos perfiles de suelo induce asentamientos significativos, caracterizados por superficies de cizallamiento verticalmente mal definidas. La presencia de abultamientos en la superficie es mínima o nula, y el fallo se desenvuelve gradualmente, reflejado en la progresiva carga representada en la curva carga-asentamiento. Por último, el fallo por corte local representa un escenario intermedio en el que las superficies de cizallamiento exhiben claridad y definición debajo de la zapata extendida, pero se tornan imprecisas a medida que se aproximan a la superficie del suelo. Aunque puede observarse un leve abultamiento, es necesario un asentamiento significativo, el fallo no se manifiesta de manera súbita, a diferencia de lo que ocurre en la falla por corte general. La zapata continúa su hundimiento progresivo en el suelo. Este comportamiento evidencia la gradualidad del proceso y la ausencia de una rotura brusca. Además, el autor indica que para el caso de cimientos superficiales es necesario verificar por resistencia y por asentamientos excesivos.

2.2.2 Ecuaciones de la capacidad portante para suelos cohesivos

La investigación se centra en el estudio de suelos cohesivos de alta plasticidad, donde la capacidad de carga depende fundamentalmente de la cohesión del material y de la presión efectiva actuante a nivel de desplante (γD_f). Skempton destaca que su teoría o ecuación es una de las más completas para



determinar la capacidad de carga en este tipo de suelos cohesivos homogéneos, especialmente en cimentaciones superficiales. Además, se menciona que la ecuación propuesta por Terzaghi también es aplicable a este contexto, arrojando valores muy similares a los obtenidos mediante la teoría de Skempton como cita Badillo (2011).

Según la Norma E 0.50 (2018) del Reglamento Nacional de Edificaciones las ecuaciones empíricas utilizadas para la obtención de la capacidad de carga se basan en fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos. En el caso de suelos cohesivos, como el analizado en esta investigación, la norma indica que se deben emplear ecuaciones similares a las propuestas por Skempton, tal como se aprecia en el artículo 20.2 de dicha normativa.

En la investigación realizada por Laura (2016), se llevó a cabo una comparación de diversas ecuaciones empíricas, como las de Terzaghi, Vesic, Meyerhof, entre otras, para estimar la capacidad portante de suelos cohesivos. Los resultados obtenidos indican que, al considerar el criterio de resistencia, el método propuesto por Terzaghi se destaca como el más confiable, según los hallazgos de su estudio. Además, señala que el método basado en la deformación máxima permitida (25 mm), obtenido a través del ensayo de consolidación unidimensional, es el enfoque predominante para evaluar la capacidad portante en este tipo de suelos cohesivos. También encontramos autores como Badillo (2011) mencionando que, en este tipo de suelos, como arcillas homogéneas, el problema de asentamiento por consolidación suele ser un factor dominante en su comportamiento, de manera que la presión admisible desde el punto de vista de la resistencia del suelo suele quedar limitado por el valor que produzca el máximo asentamiento tolerable de 25 mm.



Dada la variedad de métodos y ecuaciones disponibles para determinar la capacidad de carga de suelos cohesivos, la presente investigación se enfoca en la utilización de la ecuación propuesta por Skempton. Esta teoría es reconocida por brindar un análisis específico y detallado para suelos cohesivos arcillosos, lo cual la convierte en una opción preferente frente a otras formulaciones más generales. Además, diversos estudios y referencias bibliográficas, respaldan la aplicabilidad y confiabilidad de la teoría de Skempton

Por lo tanto, el uso de la ecuación de Skempton se presenta como la opción más adecuada y fundamentada para estimar la capacidad de carga de los suelos cohesivos arcillosos analizados en esta investigación.

$$q_{\text{ultim}} = C_u * N_c + \gamma * D_f \dots \dots \text{ecuación de Skempton -suelos cohesivos}$$

Donde:

q_{ultim} : Capacidad portante ultima

C_u : Cohesión no drenada

γ : Peso unitario del suelo

D_f : Profundidad de desplante

N_c : Factor de capacidad de carga en función D_f/B

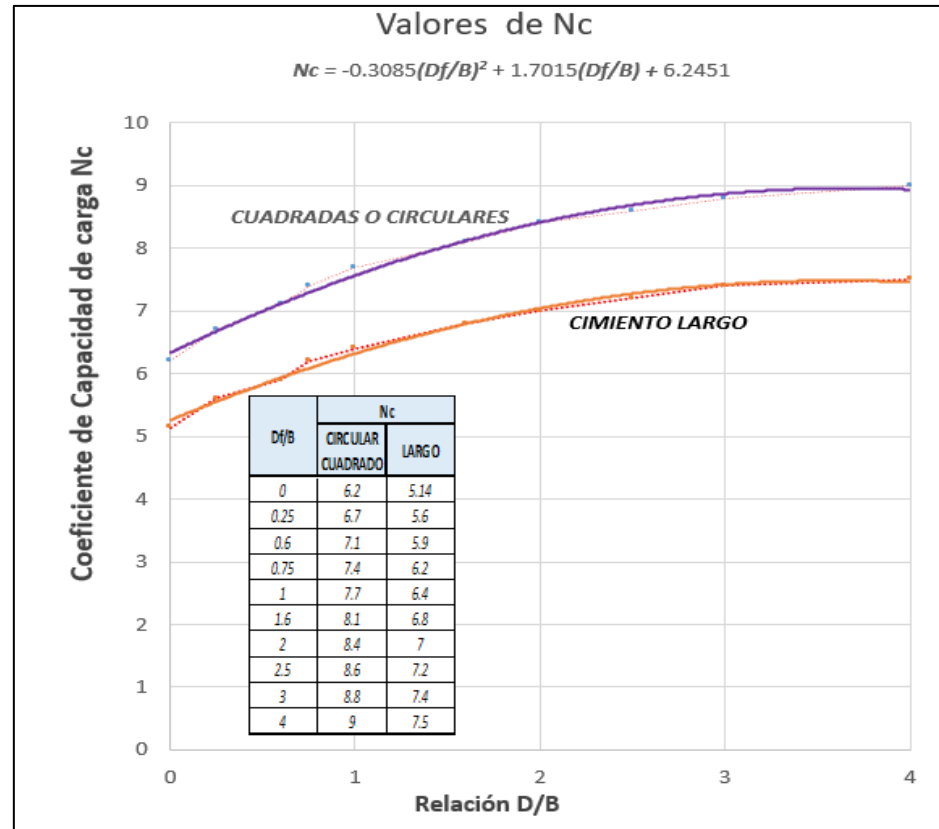
2.2.2.1 Coeficiente de la Capacidad de Carga- N_c

Según los estudios de Terzaghi (1943), el factor de capacidad de carga, N_c , para suelos de grano fino como las arcillas, no es constante y aumenta con la profundidad de desplante del cimiento, pero este incremento no es ilimitado. Skempton encontró que N_c llega a un valor

límite a una cierta profundidad de desplante. La relación entre N_c y la profundidad de desplante (D_f), ver Figura 2, se puede representar gráficamente.

Figura 2

Coefficiente de la Capacidad de Carga- N_c



Nota: valores de N_c según Skempton para suelos cohesivos. Tomado de Badillo (2011, p. 371)

La ecuación del coeficiente de la Capacidad de Carga N_c viene dada de la forma siguiente:

$$N_c = -0.3085 \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 + 1.7015 \left(\frac{D_f}{B} \right) + 6.2451$$

D_f : Profundidad de desplante

B : Dimensión de la cimentación



2.2.3 Efectos del agua subterránea

Es de suma importancia tomar en cuenta todas las características que influyen la capacidad portante del suelo. La presencia de agua subterránea a poca profundidad afecta a la resistencia al corte de dos formas: reduce la cohesión y aumenta la presión del agua en poros; lo que reduce la capacidad portante Coduto et al. (2016)

Se explica que al realizar sondeos y encontrar el suelo en estado seco o con una baja humedad, estos suelos suelen presentar una resistencia al corte mayor, debida a una cohesión aparente que ante la presencia de agua se vería afectada y reducida. Por lo que se recomienda en los ensayos saturar al suelo con el fin de encontrar la situación más desfavorable del suelo.

2.2.4 Ensayo de compresión triaxial

Lade (2016) afirma que el objetivo de los ensayos triaxiales es determinar las propiedades mecánicas del suelo. Bajo la suposición que las muestras de suelo a ensayar son homogéneas y representativas del material en el campo, y que las propiedades deseadas del suelo pueden obtenerse de hecho a partir de los ensayos triaxiales, ya sea directamente o mediante interpretación a través de alguna teoría.

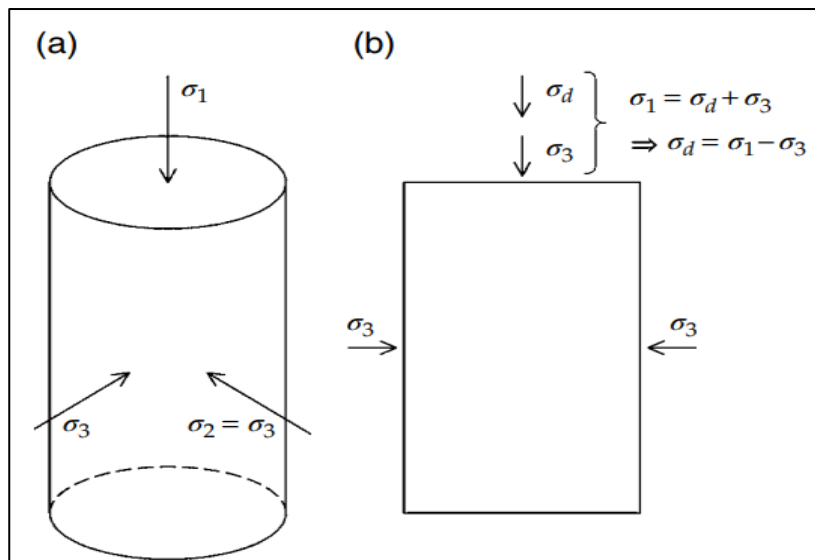
Las propiedades mecánicas más buscadas en los ensayos triaxiales son las relaciones esfuerzo-deformación, el cambio de volumen o el comportamiento de la presión de poros y la resistencia al corte del suelo. Además, el comportamiento esfuerzo-deformación incluye la compresibilidad y el valor del coeficiente de presión de la tierra en reposo. Otras propiedades que se pueden obtener a partir de los ensayos triaxiales, que incluyen el tiempo como componente, son la permeabilidad, el coeficiente de consolidación y las propiedades relacionadas con

el comportamiento dependiente del tiempo, como los efectos de velocidad, la fluencia y la relajación de tensiones Lade (2016). También explica que este ensayo se debe realizar con el fin de replicar las condiciones del suelo, dado que existe distintos factores que puede afectar los resultados finales.

Se explica que el ensayo se realiza a un molde cilíndrico de muestra y se aplica un esfuerzo uniforme en todas las direcciones de σ_3 y un esfuerzo axial conocido como esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$ que se muestra en la Figura 3.

Figura 3

Ubicación de esfuerzos en el Ensayo Triaxial



Nota: extraído de Lade (2016, p. 6)

En un ensayo típico es común tener los siguientes resultados: esfuerzo de confinamiento, fuerza axial, deformación vertical y cambios de volumen en la muestra. Primero se busca simular las condiciones a las cuales está sometida el suelo, la presión de confinamiento. Luego, se busca simular los esfuerzos a los que estará sometida el suelo, como el aumento o disminución de esfuerzos tanto verticales como horizontales. El resultado de la relación esfuerzo – deformación



del ensayo triaxial son la base para determinar las deformaciones sobre el terreno Lade (2016).

2.2.5 Tipos de ensayos de compresión triaxial

De acuerdo a Lade (2016) existen tres tipos de ensayos triaxiales: UU, CD y CU. Cada uno de estos ensayos tienen como objetivo principal determinar los parámetros de resistencia del suelo. Además el ensayo puede simularse de tres formas: para el ensayo consolidado drenado (CD) se recomienda usar en su mayoría en suelo como arenas gruesas y grava saturadas y no saturadas, con excepción cuando estén propensas a cargas rápidas como terremotos; para el caso del ensayo consolidado no drenado (CU) se puede simular cuando se encuentre con suelos finos para cimientos de edificio, presas, autopistas; y para el caso del ensayo no consolidado no drenado (UU) puede simular mejor los suelos cohesivos que apenas han sido drenados y además recibirán cargas tan rápidas que no permite el libre drenaje del agua.

Por tanto para esta investigación tomando referencia autores ya mencionados como la norma ASTM D 2850 (1995) menciona que para suelos cohesivos CH para su obtención de parámetros de resistencia como la cohesión no drenada y el ángulo de fricción es necesario emplear la prueba de compresión triaxial UU debido a que para edificaciones se considera que las cargas aplicadas son de inmediato en comparación con el tiempo de reacción de suelo debido a la baja permeabilidad en el caso de arcillas CH.



2.2.6 Parámetros de resistencia

2.2.6.1 Cohesión

Los parámetros de resistencia de suelos cohesivos, como la cohesión y el ángulo de fricción, son fundamentales en la ingeniería civil, especialmente en geotecnia. Según Terzaghi (1943), la cohesión es la fuerza interna que mantiene unidos los granos de suelo y es crucial en la estabilidad de taludes y cimentaciones. Además, la cohesión es una propiedad efectiva que depende de la estructura y composición del suelo.

Debido a varios tipos de pruebas triaxiales, para hallar la resistencia al corte, se debe tomar ciertos criterios en la toma de decisiones. Budhu (2011), identifica que en las edificaciones el tiempo de la transmisión de cargas es de forma inmediata, puesto que su ejecución se realiza en lapsos de tiempos más cortos en comparación a su periodo de diseño, por lo que no da lugar al drenaje del agua presente en el suelo puesto que una arcilla al tener una baja permeabilidad su reacción no es instantánea para lo cual recomienda el uso de la cohesión no drenada obtenido mediante la prueba triaxial UU. Además, cabe señalar que investigadores Lipiński & Wdowska (2010) en su estudio señala que suelos cohesivos sin saturar normalmente brindan una cohesión no drenada sobreestimada respecto al total o parcialmente saturado.

2.2.6.2 Ángulo de fricción

El ángulo fricción según se especifica en la norma E 0.50 (2018) publicado en el instituto de construcción y gerencia indica que para suelos cohesivos arcillas se considera un ángulo fricción igual a cero.

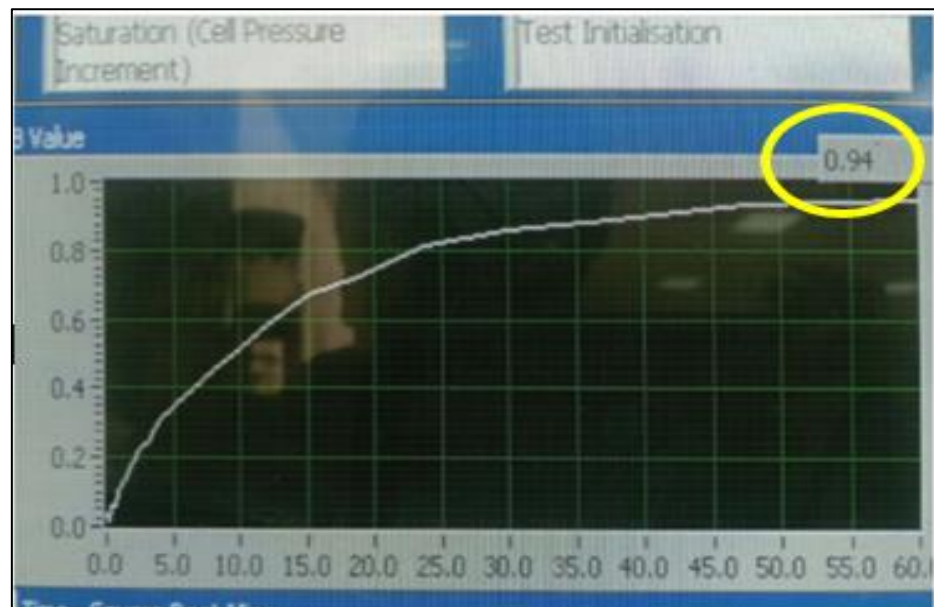
2.2.7 Grado de Saturación

2.2.7.1 B de Skempton

El parámetro B de Skempton es un concepto fundamental que se utiliza para determinar el grado de saturación de una muestra de suelo en un ensayo triaxial. Terzaghi (1943), indica que un valor de B cercano a 1 indica que la muestra de suelo está completamente saturada, ver Figura 4. Por lo tanto, el parámetro B se utiliza para verificar que se ha alcanzado un grado de saturación adecuado antes de realizar el ensayo triaxial.

Figura 4

Verificación de la b Skempton para el ensayo triaxial



Nota: el valor de 0.94, cumple con lo establecido para el ensayo en mención.

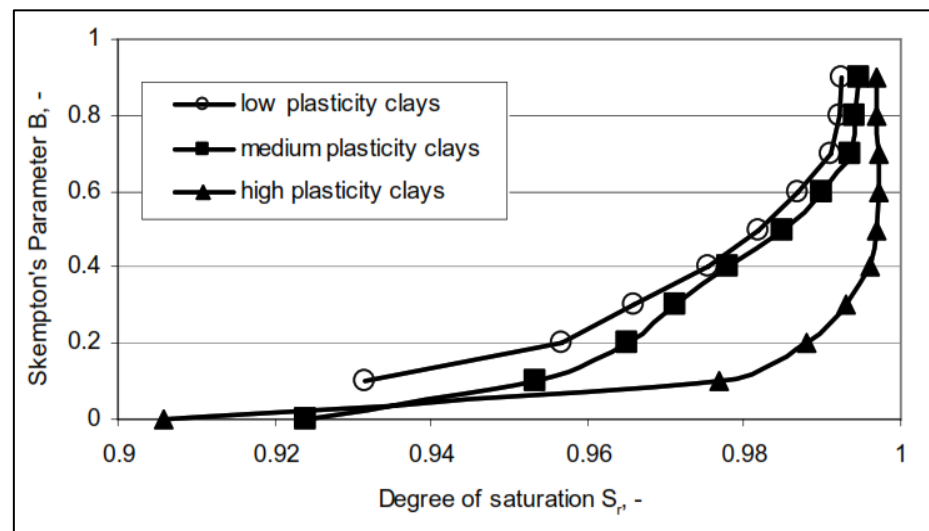


Steward (2011), en su manual sobre la operación del equipo triaxial marca ELE con software DS7 indica la forma de estimar el grado de saturación de una muestra de suelo con solo observar el comportamiento del B de Skempton como se muestra en la Figura 4. Específicamente el parámetro B de Skempton indica el cambio en la presión intersticial o contrapresión en una muestra de suelo en relación con el cambio en el esfuerzo de confinamiento o incremento de presión de celda. Por lo cual como el equipo Triaxial ELE DS7 para tener la certeza es posible verificar un mínimo de 2 veces para ver si el B de Skempton se aproxime a 100 % o a la unidad.

Autores como Ravindran & Gratchev (2022), en su artículo que trata sobre la influencia del grado de saturación respecto a la cohesión en suelos gruesos con menos del 10% de finos pasantes la malla N ° 200, concluye que a mayor grado de saturación la cohesión disminuye drásticamente hasta un 89% así como Guirales et al. (2013), en su artículo sobre la variación de las propiedades mecánicas de arcillas al variar su grado de saturación menciona la importancia de saturar el espécimen para obtener los parámetros de resistencia en condiciones críticas . para lo cual estos estudios previos nos advierten sobre las condiciones que debemos tener en cuenta a la hora de elegir el grado de saturación en las muestras en análisis.

Figura 5

Relación entre B de Skempton en arcillas sobreconsolidadas



Nota: la relación entre el parámetro B de Skempton y el grado de saturación para arcillas sobreconsolidadas de diversas plasticidades. (Lipiński & Wdowska, 2010, p. 7)

Lipiński & Wdowska (2010) menciona que, para obtener los parámetros de resistencia del suelo muy cercanos a una condición saturada, es necesario considerar la relación promedio entre el parámetro B de Skempton y el grado de saturación para arcillas sobreconsolidadas de diversa plasticidad. El valor de B de Skempton para suelos cohesivos, como las arcillas de alta plasticidad (CH), debe ser mayor al 40% o 0.4, como se muestra en la Figura 5. Además, concluye que, si el valor de B de Skempton alcanza o supera el 70%, la resistencia no drenada (C_u) no varía significativamente respecto al 100% de saturación en arcillas sobreconsolidadas.



2.2.8 Esfuerzos Aplicados antes y durante la prueba de corte

2.2.8.1 Esfuerzos de confinamiento

En las normas ASTM D 2850 (1995) /NTP 339.164 (2001) se indica el procedimiento que se debe seguir para la prueba en mención, indican que los especímenes deben ser saturados, paralelamente se debe confinar el espécimen con los esfuerzos a los que estaba sometido in situ para llevarlo a su condición inicial. Es de entender que, tomado la muestra en campo, al realizar una calicata, este bloque de arcilla inmediatamente se libera de los esfuerzos a los que estaba sometido y para contrarrestar esto, en el equipo triaxial se debe someter a un esfuerzo de confinamiento obtenido en campo para evitar la alteración del espécimen.

Las investigaciones de Budhu (2011), Das (2012), entre otros y la propia Norma Técnica Peruana E 0.50 (2018), señalan que si se ensaya un suelo cohesivo con las mismas características bajo diferentes esfuerzos de confinamiento, la envolvente de falla de Mohr usualmente es una línea horizontal es decir que la cohesión no drenada no depende del esfuerzo de confinamiento solo si estos están totalmente saturados o al menos el valor de B de Skempton debe ser superior al 40 % solo si son arcillas sobreconsolidadas de alta plasticidad.

Lipiński & Wdowska (2010), menciona que en caso de suelos especialmente cohesivos y fuertemente consolidados, suponer que el suelo está saturado al 100% es muy poco realista que a pesar que se encuentre debajo del NAF (nivel de aguas freáticas) .Se sabe que las arcillas tienen una permeabilidad muy baja como se aprecia en la



investigación de Sarmiento (2017) y que trata sobre la determinación de la permeabilidad de suelos arcillosos, mediante el método edométrico demuestra que a medida que aumentan las presiones aplicadas, su coeficiente de permeabilidad disminuye, concluyendo que las arcillas sobreconsolidadas tienen una baja permeabilidad.

2.2.8.2 Esfuerzo Desviador

El esfuerzo desviador es un parámetro crucial en la geotecnia, especialmente en el análisis de suelos mediante pruebas triaxiales. Terzaghi (1943) estableció la importancia de este concepto al demostrar que el esfuerzo desviador es el responsable directo de la resistencia al corte de los suelos cohesivos. Además, en una prueba triaxial, la muestra de suelo está sujeta a una presión de confinamiento constante (σ_3) mientras que se aplica un esfuerzo axial creciente (σ_1) hasta que ocurre la falla. El esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) es el que realmente produce la deformación y falla de la muestra, mientras que la presión de confinamiento (σ_3) simula las condiciones de campo.

La importancia del esfuerzo desviador en el análisis de pruebas triaxiales radica en que permite determinar los parámetros de resistencia al corte del suelo, como la cohesión y el ángulo de fricción interna. Estos parámetros son fundamentales para evaluar la estabilidad de estructuras y la capacidad de soporte de cimentaciones superficiales o profundas.



2.2.9 Factor de Seguridad

El factor de seguridad (FS.), según la norma E 0.50 (2018), establece que para cargas estáticas el FS. debe ser igual a 3, como se especifica en su artículo 21. Además, Badillo (2011) indica que el FS. mínimo debe ser 3 debido a la incertidumbre que presentan los estratos inferiores del suelo.

2.2.10 Ensayo placa de carga

Das (2012) menciona que el ensayo de placa de carga es una prueba de campo que permite determinar la capacidad portante última y admisible de una cimentación. Se realiza excavando un hoyo de diámetro mínimo $4B$ (donde B es el diámetro de la placa) hasta la profundidad de cimentación propuesta. Luego se coloca la placa metálica de 25 mm de espesor y entre 150-762 mm de diámetro en el centro y se aplican cargas escalonadas con un gato hidráulico. Se mide el asentamiento de la placa después de cada incremento de carga, dejando transcurrir al menos 1 hora entre pasos o incrementos de carga. La curva resultante de carga aplicada versus asentamiento permitirá determinar la capacidad portante última del suelo por unidad de superficie.

Sultana & Dey (2019), en su investigación sobre la estimación de la capacidad portante con diferentes medidas y formas de placas, pero en suelos homogéneos y características ideales en arcillas que esta prueba es efectiva para medir estos parámetros, además proporciona información crucial sobre otros aspectos del suelo, como la capacidad de carga última, el modo de falla (ya sea por corte generalizado o localizado) y los probables asentamientos elásticos. Específicamente, el ensayo se lleva a cabo a la profundidad propuesta para la



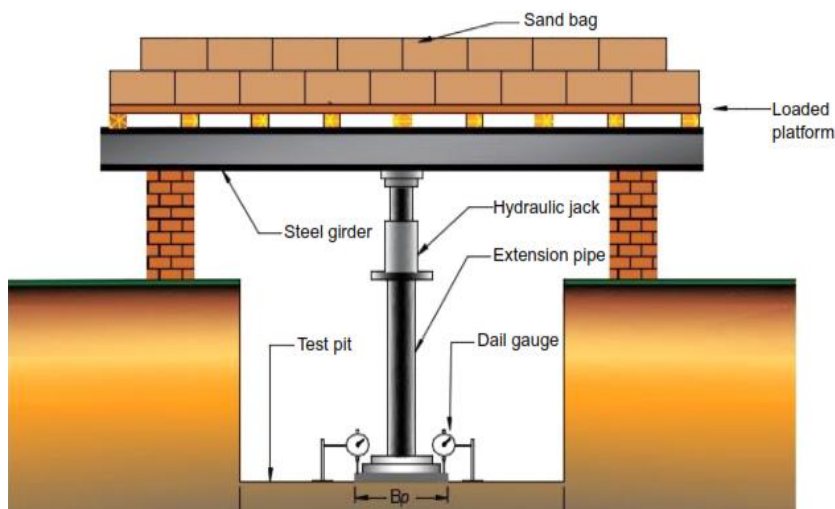
cimentación como también señala que esta metodología no es aplicada por su alto costo en su uso cotidiano.

La normativa NTP 339.153 (2001) detalla cómo llevar a cabo la ejecución del ensayo utilizando una placa estándar, así como la posibilidad de graficar los resultados relacionando el asentamiento con la presión de carga, utilizando la fórmula $p = P/A$, donde P es la carga aplicada y A es el área de la placa. Estos gráficos pueden representarse tanto en escala aritmética como logarítmica.

Barnard (2019), explica que los cinco componentes principales de una prueba de carga en placa convencional incluyen: una viga o fuerza de reacción; un sistema hidráulico con bomba y gato para aplicar la carga; una selección de placas de carga; instrumentos para medir tanto la carga aplicada como los desplazamientos de la placa; y un sistema de viga de referencia para sujetar los instrumentos de medición de desplazamiento. La Figura 6 muestra los componentes típicos de este ensayo. Las placas de acero suelen variar entre 150 mm y 600 mm, y se cargan mediante un sistema hidráulico con bomba y gato. Es importante que la capacidad del gato hidráulico sea lo suficientemente grande como para suministrar de manera segura la carga requerida. La selección del tamaño de la placa a veces puede estar limitada por las restricciones del equipo, la profundidad de influencia es 1.5 veces el diámetro o ancho de la placa disponible. Esta regla general se basa en las profundidades de influencia para cimientos circulares según la teoría de Boussinesq, donde menos del 20% del estrés aplicado ocurre por debajo de 1.5 veces el diámetro de la placa.

Figura 6

Componentes del Ensayo Placa de carga



Nota: vista preliminar de placa de carga Patel (2019, p. 35)

Patel (2019) menciona que para suelos arcillosos la capacidad portante de un suelo homogéneo se determina mediante pruebas de carga estática y se considera equivalente a la de una zapata de cimentación debido a la distribución uniforme de la carga sobre el suelo.

$$q_u (f) = q_u (p)$$

Donde:

$q_u (F)$: Capacidad portante última para los cimientos propuestos

$q_u (p)$: Capacidad portante última del ensayo de placa de carga

2.2.10.1 Análisis de esfuerzo vs deformación de la prueba placa de carga.

La relación esfuerzo versus deformación es un parámetro fundamental en la geotecnia, ya que permite evaluar la resistencia del suelo a diferentes cargas y deformaciones. En el contexto de la prueba de placa de carga in situ, esta relación es crucial para determinar la capacidad



portante del suelo y el comportamiento de la deformación bajo diversas condiciones de carga.

En resumen, la relación esfuerzo vs deformación es un parámetro fundamental en la geotecnia y es crucial para evaluar la resistencia del suelo frente a diferentes cargas y deformaciones. Para garantizar la seguridad, primero se debe cumplir con las normas vigentes como la NTP 339.153 (2001), así como con los criterios básicos de la mecánica de suelos.

La capacidad admisible del terreno según el comité francés de mecánica de suelos citado en Campos et al. (2002) indica que el valor q_{adm} se obtiene de las gráficas de esfuerzo deformación que brinda la prueba de placa de carga. Además, Warmate (2014) menciona sobre los criterios de investigadores como Terzaghi & Peck para la determinación del q_{adm} según la relación de deformaciones de una zapata real relacionado con la deformación producida en una placa de carga como se observa en la Tabla 1.

Por lo tanto, se presentan los criterios de diferentes investigaciones relacionadas con la geotecnia para el análisis y la determinación de la capacidad portante mediante el gráfico de esfuerzo vs deformación que nos brinda la prueba de placa de carga.

Tabla 1*Criterios para determinar la capacidad admisible*

Criterio	Capacidad Admisible	
Comité Francés de Mecánica de suelos	$q_{adm}=2/3*q_{10mm}$	$q_{adm}=1/2*q_{20mm}$
Terzaghi y Peck	$s_f = s_p * b_f/b_p$	$q_{adm}=q_{sp}$

Fuente: tomado de Warmate (2014, p. 10)

Donde:

 q_{10mm} : Esfuerzo para generar una deformación de 10 mm q_{20mm} : Esfuerzo para generar una deformación de 20 mm S_f : Deformación máxima permitida por la norma E 050 S_p : Deformación de la placa de carga permitida b_f : Ancho de la cimentación según Terzaghi & Peck ($b_f=1m$) b_p : Ancho de la placa base según Terzaghi & Peck ($b_f=0.3m$) q_{sp} : Esfuerzo para producir una deformación según placa S_p .

Además, autores como 马健 [Ma Jian] (2020) en su artículo de investigación hacen referencia a la normativa "Manual de Monitoreo de Pruebas de Ingeniería Geotécnica" publicado por China Construction Industry Press en 2005. Este manual indica que, para determinar la presión admisible de un suelo mediante una prueba de placa de carga, es crucial considerar la homogeneidad del suelo y evaluar el grado de compresibilidad. En el caso de suelos cohesivos, la presión admisible varía en función del ancho de la placa, como se detalla en la Tabla 2 del manual.



Esta metodología asegura una evaluación precisa de la capacidad de carga del suelo, proporcionando directrices claras para la aplicación práctica en proyectos de ingeniería geotécnica y construcción.

Tabla 2

Valores de la capacidad portante para la prueba placa de carga

Tipo de cimentación	Propiedades del suelo de cimentación	Deformación permitida
Base natural	Suelo Altamente Compresible	0.015 b
	Suelo de Compresibilidad media	0.012 b
	Suelo de baja Compresibilidad y suelos arenosos	0.010 b
Base artificial	Suelo de media y baja compresibilidad	0.010 b

Nota: determinación de los valores de la capacidad portante de cimientos naturales y cimientos artificiales en función de los valores relativos de deformación.



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MATERIALES

3.1.1 Muestra Inalterada para pruebas de compresión Triaxial UU

La muestra inalterada es un suelo CH de acuerdo a la clasificación de suelos SUCS y para asegurar la confiabilidad se toma referencia de la norma NTP 339.151 (2001) que refiere a las prácticas estándar para la preservación y transporte de muestras de suelo que proporciona directrices claras para el manejo adecuado de muestras de suelo, lo que es fundamental en el campo de la geotecnia para obtener resultados confiables y precisos en los análisis de suelos cohesivos como las arcillas.

3.1.2 Calicatas para pruebas IN SITU con placa de carga

Estas calicatas se eligen en base a las características de suelos analizados con anterioridad en las pruebas triaxiales con el fin de asegurar que la estimación de capacidad portante sea lo más representativo para este tipo de suelos y su nivel de desplante sea de acuerdo con las investigaciones mencionadas en los antecedentes, se realizó la prueba de placa de carga para 1 m de nivel de desplante.

Figura 7

Excavación de calicata para prueba de placa carga



Nota: instalación para la prueba de placa de carga.

3.1.3 Agua desairada

El equipo triaxial marca ELE y el ensayo de gravedad específica requieren agua desairada, según las recomendaciones de los fabricantes y normativas relacionados a dichos ensayos ya que su uso evita daños por corrosión, mejora la transferencia de calor, cumple con estándares normativos, protege los equipos de obstrucciones y averías, y garantiza la calidad de los resultados obtenidos. Esta práctica es esencial para mantener la integridad de los equipos y asegurar su funcionamiento óptimo en aplicaciones industriales donde la precisión y la confiabilidad son fundamentales.

3.2 EQUIPOS

Los equipos necesarios para llevar a cabo la investigación desde la toma de muestras hasta la obtención de resultados finales son:

- Herramientas manuales como (pala, barreta, pico, cocina a gas)



- Motocarga para traslado de muestras y herramientas
- Retroexcavadora para realizar calicatas
- Camión volquete de 15 m³ para uso como viga de reacción para el ensayo de placa de carga
- Equipo triaxial marca ELE
- Balanza digital Marca OHAUS con precisión de 0.01 g
- Equipo de placa de carga marca P y S con capacidad máxima de 5 tn
- Equipo de consolidación unidimensional marca ELE
- Horno
- Juego de tamices
- Fiolas
- Cuchara de Casagrande
- Bascula para peso volumétrico

3.3 DISEÑO DE LA METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.3.1 Enfoque de investigación: Cuantitativa

Una investigación cuantitativa, explica Palella & Pestana (2003), se caracteriza por emplear métodos de recolección y análisis de datos cuantificables y medibles estadísticamente con el fin de abordar interrogantes de investigación y poner a prueba las hipótesis formuladas con anterioridad. En consecuencia, la naturaleza de la presente tesis se ajusta a esta perspectiva metodológica, siendo clasificada como cuantitativa. Este enfoque se sustenta en la recopilación de datos numéricos que pueden ser analizados mediante técnicas estadísticas rigurosas, permitiendo así la formulación de conclusiones objetivas y la identificación de patrones o relaciones significativas. La rigurosidad de la metodología cuantitativa



proporciona un marco sólido para examinar fenómenos, variables o fenómenos de interés de manera precisa y reproducible. Adicionalmente, la investigación cuantitativa brinda la posibilidad de generalizar los resultados a poblaciones más amplias, contribuyendo así a la construcción de un conocimiento más generalizable y aplicable en diversos contextos. En el caso específico de esta tesis, la elección de métodos cuantitativos ofrece la capacidad de explorar de manera sistemática y objetiva las cuestiones planteadas, proporcionando un fundamento robusto para la interpretación y aplicación de los hallazgos en el ámbito de estudio correspondiente. Por tanto, la presente tesis es del tipo cuantitativa.

3.3.2 Tipo de la investigación: Aplicada

Según Arias (2012), la investigación aplicada es un tipo de investigación que busca convertir el conocimiento puro, es decir, teorías, en un conocimiento práctico y útil para la sociedad además la investigación aplicada se utiliza para abordar problemas prácticos y mejorar la eficacia de los procesos y tecnologías en áreas de las ramas de ingeniería.

3.3.3 Nivel de Investigación: Descriptivo

Hernández & Fernández-Collado (2014), mencionan que una investigación descriptiva tiene como objetivo principal caracterizar y detallar aspectos específicos de un fenómeno o proceso. En este contexto, esta investigación se enmarca en esta categoría, ya que se propone comparar diversas metodologías de cálculo para la capacidad portante. El propósito es, por tanto, detallar, describir y caracterizar en profundidad cada uno de estos métodos. Este estudio se clasifica como descriptivo debido a su enfoque en la revelación



detallada de las particularidades de las distintas metodologías. Buscamos arrojar luz sobre las características distintivas de cada enfoque, proporcionando una visión completa y detallada de sus aplicaciones y limitaciones. Además, podemos catalogar esta investigación como aplicada, ya que llevaremos a cabo la metodología según las pautas establecidas por las guías correspondientes, limitándose a una zona geográfica específica. Por tanto, la aplicación práctica de los métodos seleccionados, para la zona delimitada, añade un componente aplicativo al enfoque descriptivo.

3.3.4 Diseño de investigación

Hernández & Fernández-Collado (2014) explican que el diseño de investigación no es una elección arbitraria de método, sino una estrategia metódica adaptada al problema planteado. El diseño actúa como un marco estructural que guía la recolección y análisis de datos, es decir, la hoja de ruta para obtener información relevante y abordar eficientemente el problema. Por ello, el término diseño también abarca la planificación estratégica de cómo realizar la investigación, considerando el problema, los objetivos, recursos y contexto con fundamentos. Según los autores, esta investigación es de diseño no experimental, ya que se realiza sin la manipulación deliberada de variables y solo se observan los fenómenos en su ambiente natural para después analizarlos. Estos estudios pueden ser transversales cuando se recolectan datos en un solo momento o longitudinales cuando se recolectan más de 2 oportunidades Hernández & Fernández-Collado (2014, p. 185)

Además, recalcan en su publicación que hay características que no es posible manipular, como la energía explosiva de un volcán, lo cual ocurre de

manera similar con las características del suelo sobre el que se va a cimentar y analizar, tal y como se encuentran en condiciones reales (Hernández & Fernández-Collado, 2014)

3.3.5 Población y muestra

Arias (2012) , menciona que la población de estudio o población accesible es la porción finita de la población objetivo a lo que realmente se tiene acceso y del cual se obtiene una muestra representativa. La población en esta investigación son suelos cohesivos que está ubicada en la urbanización Santa Emilia, específicamente en la Av. Libertad y Jr. 28 de agosto, de la ciudad de Juliaca. Para mejor visualización de los puntos de exploración se muestra la Figura 8.

Figura 8

Ubicación de las calicatas para obtención de las muestras



Nota: extraído de Google Earth



La muestra de estudio es de tipo no probabilístico, intencionada y por criterio, como lo señala Hernández & Fernandez-Collado (2014), quienes explican que este tipo de muestras se selecciona estratégicamente según las limitaciones inherentes a la investigación. La razón primordial para optar por una muestra no probabilística radica en la naturaleza específica del tamaño de población, el cual resulta muy grande para realizar un muestreo estadístico, por tanto, la estrategia de muestreo no probabilística, en este contexto, se revela como la opción más pertinente y práctica, permitiendo así abordar de manera más precisa las particularidades del suelo.

Siendo así, en este estudio de investigación la cantidad de ensayos para caracterizar y obtener sus parámetros de resistencia fueron según las normativas peruanas como la E 0.50 (2018) de suelos y cimentaciones el número de puntos de exploración depende de la importancia del proyecto y mínimo debe ser 3 puntos de exploración.

La ubicación de las calicatas se ha georreferenciado mediante un equipo GPS, determinando así sus coordenadas UTM respectivas para las calicatas (C-1, C-2, C-3), que serán puntos de muestreo. Además, ha registrado la altitud de cada calicata, como se detalla en la Tabla 3.

Tabla 3

Ubicación geográfica de la población

Descripción	Este	Norte	Altitud
Calicata 1	381,906.65 m	8'289,988.54 m	3,824 m s.n.m
Calicata 2	381,915.86 m	8'289,987.30 m	3,824 m s.n.m
Calicata 3	381,907.61 m	8'289,981.65 m	3,824 m s.n.m

Fuente: elaboración propia.

En la presente investigación, las muestras necesarias para caracterizar las propiedades mecánicas mediante el ensayo triaxial UU se obtuvieron de las calicatas (C-1, C-2, C-3). Además, se realizó el ensayo de placa de carga in situ para cada una de las calicatas.

El número de muestras extraídas de las calicatas mencionadas, dependiendo del tipo de ensayo, se distribuye de acuerdo a las especificaciones de la E 0.50 (2018) de las que se detallan en las Tablas 4, 5 y 6.

Las muestras seleccionadas fueron cuidadosamente manipuladas para asegurar su representatividad y minimizar cualquier alteración que pudiera afectar los resultados. La correcta ejecución de estos ensayos proporciona datos cruciales para evaluar las condiciones del suelo y su comportamiento bajo cargas específicas.

a. Muestras para la determinar parámetros de resistencia -triaxial UU

Tabla 4

Número de muestras para parámetros de resistencia (cohesión)

COHESIÓN NO DRENADO	
Calicata N °1	3 especímenes
Calicata N °2	3 especímenes
Calicata N °3	3 especímenes

Nota: elaboración propia (ver anexo 5)

b. Muestras para la determinar las propiedades físicas de los suelos

De acuerdo a las normativas vigentes de la norma técnica peruana (NTP) para ensayos de laboratorio, la muestra representativa mínima es de tres unidades de estudio para lo cual mostramos en la siguiente Tabla 5 con sus respectivas normativas que avalan su confiabilidad.

Tabla 5

Número de muestras para clasificación de suelos según SUCS

Según SUCS	Granulometría	Límites de Atterberg	
		Límite líquido	Límite plástico
Calicata N °1	1	(3 und)	(3 und)
Calicata N °2	1	(3 und)	(3 und)
Calicata N °3	1	(3 und)	(3 und)

Fuente: elaboración propia (ver anexo 3)

c. Muestras para determinar la capacidad portante de suelos

Para determinar la capacidad portante de suelo se usa el método planteado por Skempton en base a parámetros de resistencia obtenidos mediante el ensayo triaxial UU y en el caso de la placa de carga se usa recomendaciones descritas en

las bases teóricas del Capítulo 2 de esta investigación, para ello se muestra la Tabla 6 para las capacidades portantes de cada calicata.

Tabla 6

Capacidad portante de suelos cohesivos

	Capacidad portante	
	Skempton (Cu triaxial UU)	Usando la Placa de carga
Suelo CH (según SUCS)	3	3

Fuente: elaboración propia

3.4 ÁMBITO DE ESTUDIO

3.4.1 Ubicación geográfica

La ubicación geográfica de los laboratorios utilizados se efectuó en el laboratorio de Suelos y Materiales perteneciente a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Altiplano – Puno, para mayor referencia ver la Tabla 7.

Tabla 7

Ubicación de la instalación del laboratorio de la UNA - Puno

Localización		Coordenadas UTM	
Dirección	: Av. Floral N °1153	Norte	: 8'250,267.00
Distrito	: Puno	Este	: 390,945.00
Provincia	: Puno	Altitud	3,837.00 msnm
Región	: Puno		

Nota: elaboración propia

3.5 TIEMPO DE EJECUCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El tiempo de duración de la siguiente investigación es de 1 año y un mes; desde octubre de 2022 a enero del 2024.

3.6 PRUEBA ESTADÍSTICO

3.6.1 Análisis estadístico descriptivo

Pedrosa et al. (2014), mencionan que el análisis estadístico es importante en un estudio de investigación porque permite evaluar los resultados obtenidos ya que ayuda a determinar la fiabilidad de los datos registrados en las pruebas basadas en medidas estadísticas. Para el desarrollo de este análisis se presentan las funciones estadísticas utilizadas.

a. Media aritmética

También es conocido como el promedio. En esta investigación será el promedio de los resultados obtenidos según al grupo independiente seleccionado y será calculado de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\bar{x} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 \dots + X_n}{n}$$

Donde: $X_1 + X_2 + X_3 \dots + X_n$ son los diferentes resultados de las pruebas realizadas, y “n” es la cantidad total de estas para esa evaluación.

b. Desviación estándar

La medida de dispersión más aceptada es la raíz cuadrada del valor medio de la adición de los cuadrados de las desviaciones dividido por el número de pruebas menos uno, como muestra la siguiente fórmula:

$$S = \sqrt{\frac{(X_1 - \bar{x})^2 + (X_2 - \bar{x})^2 + (X_3 - \bar{x})^2 \dots + (X_n - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

3.6.2 Prueba de normalidad: Shapiro-Wilk

La prueba de normalidad es un método estadístico utilizado para determinar si una distribución de datos sigue una distribución normal o no.



Destacados investigadores como Pedrosa et al. (2014), mencionan que la prueba de Shapiro-Wilk es una de las más robustas y con mayor potencia estadística entre las existentes, pero especialmente cuando se trabaja con distribuciones cortas y con un tamaño muestral inferior a 30 y para muestras mayores se aplica la prueba de Kolmogórov-Smirnov.

Con el uso del programa de IBM SPSS v 22 se obtiene directamente el p-valor de las muestras de la prueba estadística aplicada y para determinar si la muestra cumple con la normalidad se debe tomar referencia la siguiente expresión, así como se visualiza en la figura 9.

$P - valor < 0.05(5\%)$	NO cumple normalidad
$P - valor > 0.05(5\%)$	SI cumple normalidad

Para proceder con la prueba t de Student y decidir si se rechaza o no la hipótesis nula planteada en cada prueba individual, se lleva a cabo la prueba de normalidad para los grupos de resultados de la capacidad portante tanto en laboratorio como in situ.

- La hipótesis nula H_0 es una aserción que no se rechaza a no ser que los datos de la muestra aporten pruebas convincentes de que es falsa.
- La hipótesis alterna H_1 es cualquier hipótesis que diverge de la hipótesis nula.

3.6.3 Prueba T de Student

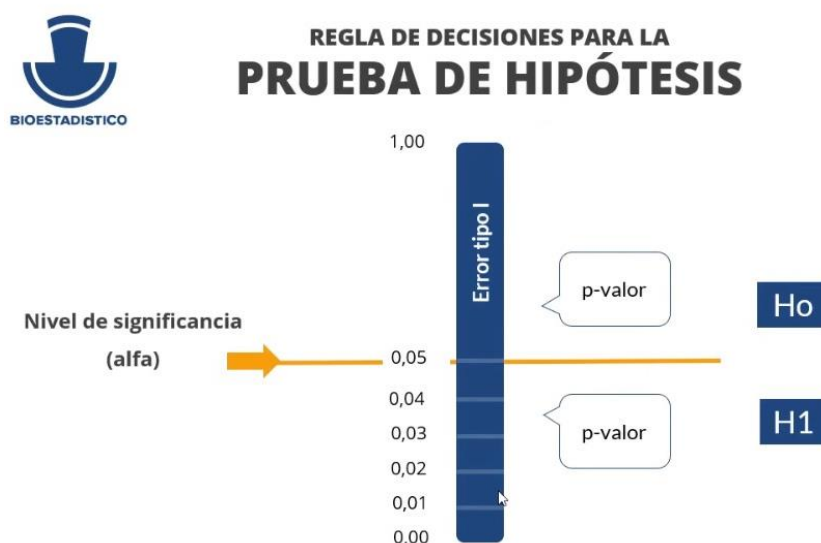
En la investigación científica, es común comparar la media de dos poblaciones para determinar si hay una diferencia significativa entre ellas. La prueba T de Student es una herramienta fundamental para lograr esto, ya que permite evaluar si las medias de dos poblaciones son iguales o no.

Usando el software IBM SPSS v22 es posible determinar el valor p (p-valor) para diversas pruebas estadísticas. Entre estas pruebas se encuentran la prueba T de Student para muestras independientes, que se utiliza para evaluar si la media de una muestra difiere significativamente de otro, y la prueba T de Student para muestras relacionadas, que compara las medias de dos conjuntos de datos emparejados, como mediciones antes y después de un tratamiento en el mismo grupo de sujetos.

El valor p calculado con SPSS v22 es crucial para la toma de decisiones estadísticas. Usando la Figura 9, se puede determinar el rechazo o aceptación de la hipótesis planteada. Si el p-valor es menor que el nivel de significancia previamente establecido (generalmente 0.05), se rechaza la hipótesis nula, indicando que hay suficiente evidencia estadística para apoyar la hipótesis alternativa. Si el p-valor es mayor, se acepta la hipótesis nula, sugiriendo que no hay evidencia suficiente para apoyar un efecto significativo.

Figura 9

Regla para determinar el nivel de significancia



Nota: tomado de (Supo & Zacarias, 2024, p. 331)

3.6.4 Operacionalización de variables

Tabla 8

Tabla de definición operacional de las variables

VARIABLES	DIMENSIÓN	INDICADORES	UNIDADES
Variable 1: Capacidad portante mediante la prueba triaxial	Tipo de suelo	Clasificación de suelo SUCS	-
	Nivel freático	Altura vertical a la que se encuentra la napa freática	m
	Parámetros de resistencia del suelo	Cohesión y ángulo de fricción	Kg/cm ² , °
	Grado de saturación	B de Skempton	%
	Esfuerzos geostaticos	Esfuerzos de confinamiento (σ'_3)	Kg/cm ²
	q adm	Ecuaciones de Skempton	Kg/cm ²
Variable 2: Capacidad portante mediante la prueba de placa de carga	Nivel de desplante	Distancia vertical de fundación (Df).	m
	Tipo y forma de placa	Según ASTM D 1194.	m
	q adm	Relación $\Delta \sigma$ vs δ	Kg/cm ²

Fuente: elaboración propia

3.7 RECOLECCIÓN DE DATOS

Para la presente investigación se toma las normas ASTM (Sociedad Americana de Pruebas y Ensayos) que son una de las referencias más importantes en el campo de la ingeniería y la investigación científica, ya que proporcionan un marco de referencia para la evaluación de la calidad y seguridad de los materiales y productos.



En el Perú, estas normas son utilizadas ampliamente en diferentes sectores, incluyendo la construcción, la manufactura y la investigación. Sin embargo, para aplicar estas normas de manera efectiva en los ensayos de laboratorio, es fundamental entender su fundamento y su aplicación en el contexto. También cabe recalcar que en las normativas peruanas (NTP) están elaboradas en base a las normas americanas. Los ensayos de laboratorio aplicados en el presente estudio son:

- Extracción de muestra ASTM D 4220
- Contenido de humedad ASTM D 653-90
- Ensayo de análisis granulométrico. ASTM D 422
- Ensayo de límite líquido ASTM D 423
- Ensayo de límite plástico ASTM D 424.
- Ensayo de gravedad específica NTP 339.131, MTC E 113.
- Ensayo de peso volumétrico NTP 339.139
- Ensayo de triaxial (UU) ASTM D 2850.
- Ensayo Placa de Carga ASTM D 1194

Estos ensayos permiten medir parámetros como el tipo de suelo, cohesión, ángulo de fricción bajo condiciones controladas. Se realizaron ensayos de campo en el propio suelo excavado para evaluar su comportamiento in situ. Con todos los datos cuantitativos obtenidos tanto en laboratorio como en campo, fue posible caracterizar geotécnicamente el suelo, determinando finalmente sus propiedades fundamentales como la capacidad admisible del suelo. Estos datos son importantes para cumplir con los objetivos de esta investigación.

3.7.1 Realización de calicata y extracción de muestra

Guiándonos con la norma NTP 339.151 (2001) La realización de calicatas y la extracción de muestras inalteradas de suelos arcillosos son fundamentales para el estudio, el análisis de la composición granulométrica y propiedades de estos materiales. Las calicatas son estructuras que permiten la observación y recolección de muestras representativas del suelo como se muestra en la Figura 10, el nivel de extracción de la muestra fue de 2.5 m tal como lo detalla la norma referida.

Figura 10

Extracción de muestra en la Calicata



Fuente: elaboración propia.

La extracción de muestras inalteradas debe ser de dimensiones desde 10 a 30 cm de lado para asegurar que las propiedades del suelo no se alteren durante el proceso de recolección y almacenamiento.

En la presente investigación, el uso de elementos herméticos, como bolsas selladas y el parafinado de las muestras, permite conservar las propiedades in situ del suelo y evitar su alteración. Estos métodos de preservación son esenciales para garantizar la precisión y fiabilidad de los resultados experimentales. Al mantener las muestras de suelo en condiciones herméticas, se previene la pérdida de humedad y la exposición a contaminantes externos, factores que podrían modificar sus características originales. Como se ilustra en la Figura 11, estas técnicas de conservación son cruciales para obtener datos representativos y válidos en el análisis geotécnico.

Figura 11

Muestras inalteradas



Nota: parafinado y protección para conservar propiedades

Las muestras inalteradas permiten que los científicos y técnicos analicen las propiedades del suelo en su estado natural, lo que es fundamental para entender su comportamiento y reacciones en diferentes condiciones. Esto es especialmente



importante en el caso de los suelos arcillosos, que pueden ser muy sensibles a cambios en la humedad y la temperatura.

3.7.2 Ensayo de granulometría

Conforme a la NTP 339.128 (2019) indica cómo obtener una muestra representativa de entre 100-300 gr, la cual se debe secar, mezclar y cuartear para prepararla para el ensayo, luego se debe usar una serie de tamices estándar que define tamaños específicos según el tipo de suelo, siendo los más comunes el N °4, N °10, N °20, N °40, N °60, N °100 y N °200, también indica el diámetro de dichos tamices; el proceso de tamizado específica agitar el conjunto de tamices durante 10 minutos usando un agitador mecánico, orientando a que la muestra avance de tamices gruesos a finos. Después del tamizado se debe determinar la masa retenida en cada tamiz con una precisión de 0.1 gr o 0.1% de la masa total, en la Figura 12 se aprecia el juego de tamices y la balanza utilizados para el ensayo en referido.

La norma también indica las fórmulas y procesos para calcular la distribución de tamaños de partículas, el coeficiente de uniformidad y el de curvatura utilizando los datos de masa retenida; finalmente, se especifican todos los detalles que se deben incluir en el informe como identificación de la muestra, normas utilizadas, tipo de agitador, masas retenidas y resultados de los cálculos, entre otros puntos.

Figura 12

Ensayo de granulometría



Nota: se observa el juego de mallas para ensayo de granulometría.

3.7.3 Ensayo de límites líquido y plástico

La NTP 339.129 (2019) explica que el procedimiento para determinar el límite líquido consiste en preparar la muestra de suelo secándose y tamizando para que pase la malla número 40, luego se coloca una parte de la muestra en la copa de Casagrande formando una ranura, se golpea la copa repetidamente haciendo cerrar la ranura, contando el número de golpes

Este ensayo se repite varias veces variando el contenido de humedad en cada uno para obtener distintos números de golpes, normalmente entre 15 y 35; con los datos del contenido de humedad versus número de golpes se construye



una gráfica y se calcula el contenido de humedad correspondiente a 25 golpes, siendo este valor el límite líquido.

Además el procedimiento para determinar el límite plástico requiere tomar una porción del suelo preparado, amasarlo y formar varios rollos de 1/8 de pulgada de diámetro, procediendo a secarlos al aire libre, cada cierto tiempo se intenta seguir amasando cada rollo hasta que llegue al punto que presente agrietamiento, en ese instante se determina rápidamente el contenido de humedad del rollo agrietado; se repite el ensayo varias veces y se calcula el promedio de los contenidos de humedad en el punto de quiebre como el límite plástico de la muestra de suelo.

3.7.4 Ensayo gravedad específica

El procedimiento para determinar la gravedad específica de suelos de acuerdo a la norma NTP 339.131 (2019) comienza secando completamente una muestra representativa del material la cual después se tritura para que pase el tamiz número cuatro, luego se limpian y secan uno o más picnómetros obteniendo su volumen calibrado, se mide el peso de la muestra de suelo secada en el aire usando una balanza analítica para posteriormente colocar esta muestra sólida dentro de los picnómetros previamente tarados y llenos de agua, se eliminan las burbujas de aire atrapado y se mide el peso total del picnómetro con la muestra bajo el agua usando un gancho especial, con estos datos de peso y volumen conocidos se aplican las ecuaciones estándares para finalmente obtener un valor numérico de la gravedad específica de las partículas que componen la muestra de suelo analizada.

En la Figura 13 se aprecia la extracción de aire de los picnómetros para evitar la presencia de vacíos, de los que pueden influir en los resultados al calcular la gravedad específica de las muestras.

Figura 13

Ensayo de gravedad específica



Nota: se observa los picnómetros y el proceso de extracción de aire.

3.7.5 Determinación de peso volumétrico

El procedimiento consiste en derretir la parafina y material de recubrimiento del bloque cúbico de suelo cohesivo inalterado extraído en campo según norma NTP 339.139 (2019), luego medir con precisión la longitud de sus aristas para determinar el volumen, seguidamente pesar la totalidad de la muestra y colocarla en un horno a 110 °C hasta masa constante para el secado total, posteriormente se extrae el suelo seco del horno y se deja enfriar a temperatura ambiente dentro de un desecador para evitar absorción de humedad del medio,

después se vuelve a pesar obteniendo así su peso seco, con estos datos de volumen, peso húmedo, peso seco y contenido de agua se realizan los respectivos cálculos para hallar finalmente el peso unitario volumétrico seco de la muestra de suelo cohesivo inalterada, en la Figura 14 se aprecia el pesado de la muestra de acuerdo a los lineamientos establecidos en la norma.

Figura 14

Ensayo de peso volumétrico



Nota: se observa el peso de muestra inalterada para determinar el peso específico de la muestra

3.7.6 Ensayo triaxial

El ensayo triaxial consiste en confinar lateralmente una muestra cilíndrica mediante presión hidráulica en una cámara impermeable. Luego, se satura completamente la muestra con agua para simular condiciones iniciales e incluso a la condición que se requiera. Una vez saturada, se le aplica una fuerza axial de compresión controlada verticalmente mediante un pistón a una velocidad constante, mientras se mantiene una presión de confinamiento lateral constante.



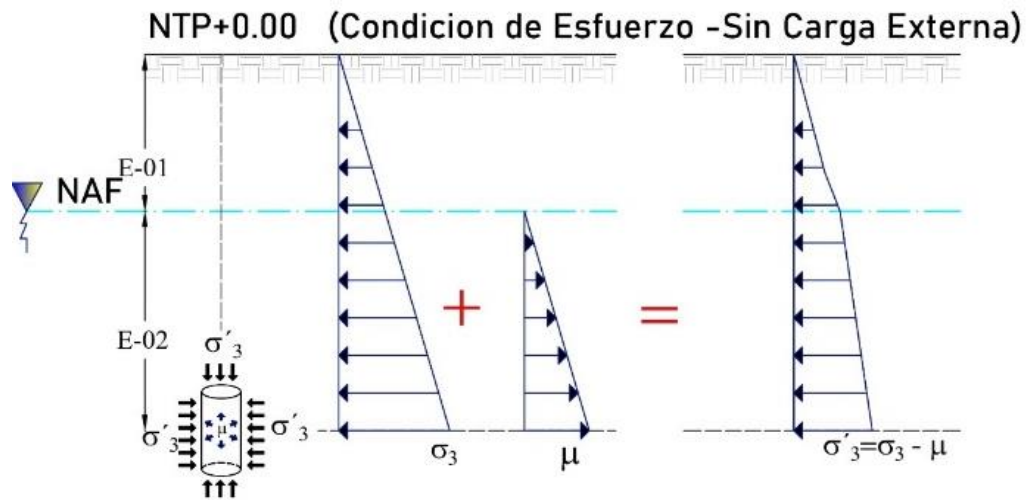
Se registra continuamente la deformación axial y volumétrica resultante hasta que ocurre la falla por corte de la muestra.

Esta fuerza o carga que genera la falla, dividida por el área inicial, se denomina esfuerzo desviador. Registrando múltiples valores de este esfuerzo para diferentes presiones de confinamiento, se construyen gráficos esfuerzo-deformación que permiten deducir parámetros fundamentales del suelo, como cohesión, ángulo de fricción o módulo de elasticidad, mediante la interpretación según la teoría de Mohr-Coulomb ASTM D 2850 (1995). Por ello, optamos por describir el proceso para tener un mejor entendimiento.

Terzaghi (1943) describe que el suelo natural se encuentra en un estado inicial de equilibrio, como se muestra en la Figura 15, sometido a un estado de esfuerzos de confinamiento in situ, producto del peso de los estratos superiores y de la presión de poros. Este equilibrio es fundamental para la estabilidad del suelo, ya que los esfuerzos de confinamiento ayudan a mantener la cohesión y la integridad estructural del material.

Figura 15

Condición de suelo sin el sometimiento de cargas externas



Nota: extraído de Das (2012, p. 215)

Los esfuerzos iniciales varían en función de la profundidad y las características del perfil estratigráfico, como se aprecia en la Tabla 9, que muestra los esfuerzos a los que está sometida la muestra de suelo analizada en el presente estudio.

Tabla 9

Presión de confinamiento inicial de la unidad de análisis del estrato 2

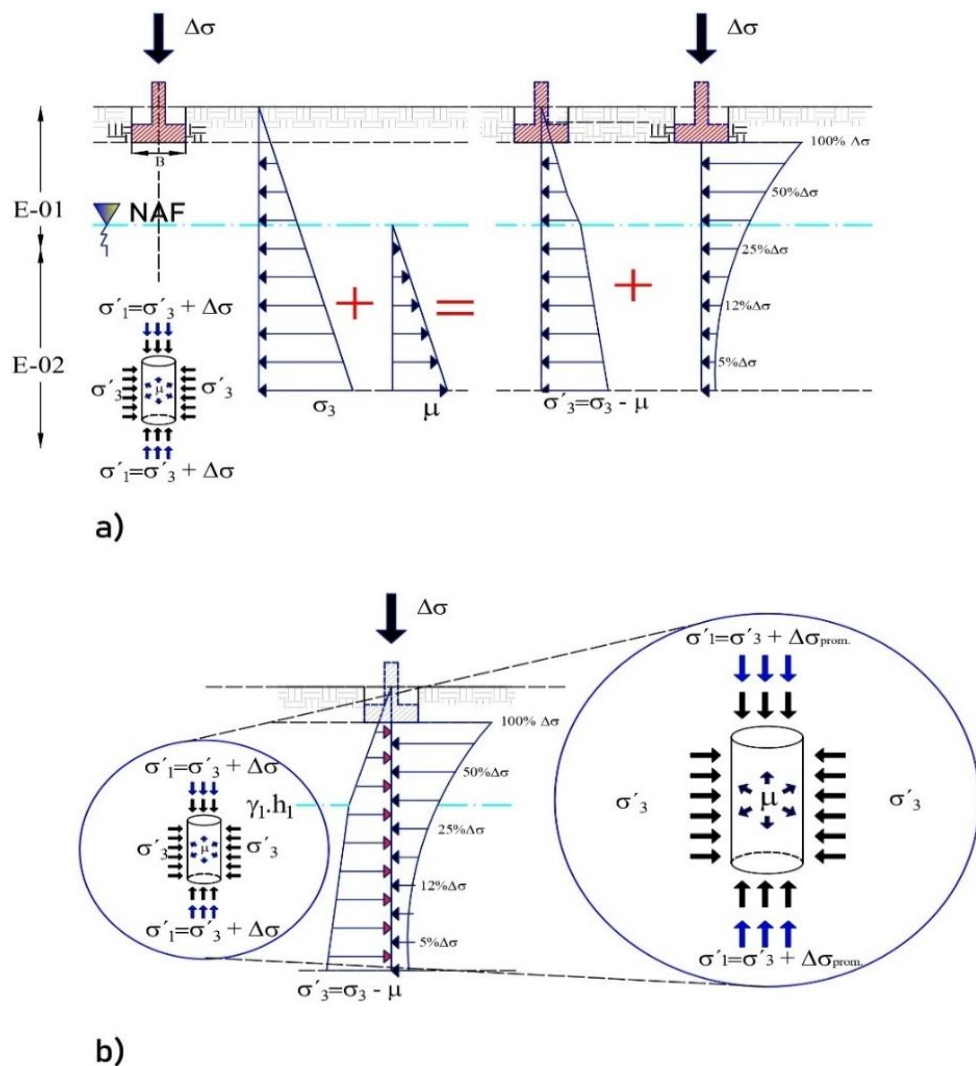
<i>Suelo CH</i>	Calicata C-01		Calicata C-02		Calicata C-03	
Estratos	E-01	E-02	E-01	E-02	E-01	E-02
Peso Volumétrico (kN/m ³)	15.91	16.89	15.99	16.98	15.89	16.86
Espesor de Estratos (m)	0.8	1.7	0.8	1.7	0.8	1.7
Presión Parcial(kpa)	12.73	28.71	12.79	28.86	12.71	28.66
Altura NAF(m)			1.5			
Presión Total	41.4		41.7		41.4 kpa	
Presión promedio actuante sobre el espécimen en análisis			42 kpa			
Presión Efectiva	26.7 kpa		27.0 kpa		26.7 kpa	

Fuente: Elaboración propia.

Al cimentar una estructura sobre el suelo, se genera un incremento en los esfuerzos totales debido a la presión ejercida por el peso de la edificación, que se transmite a través de las zapatas. Para lo cual dichos incrementos de presión se visualizan en la Figura 16, donde este incremento de presión en el suelo se produce incrementos por la colocación de zapatas que transmiten esfuerzos al suelo y eso provoca una redistribución de los esfuerzos efectivos y de la presión de poros en el suelo tal como se muestra en la figura 16 b.

Figura 16

Condición del suelo sometido a cargas externas



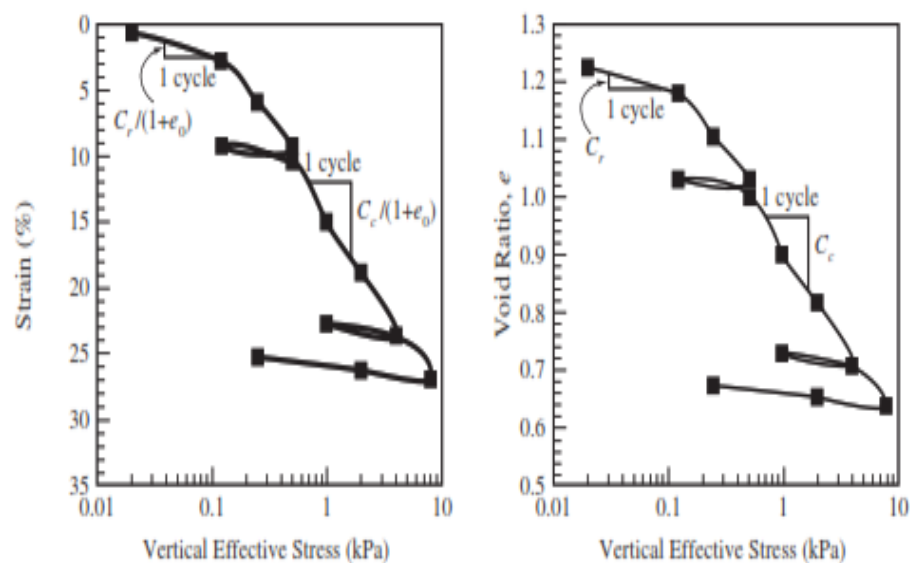
Nota: elaboración propia

3.7.6.1 Análisis de gráficos de esfuerzo versus deformación

La importancia de la elasticidad en el comportamiento de los suelos bajo cargas. El módulo de elasticidad (E) es un parámetro clave que refleja la rigidez del suelo, podemos determinar E , que representa la relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación resultante en el rango elástico. Aunque los suelos exhiben un comportamiento no lineal, ver Figura 17, el módulo de elasticidad es válido para pequeñas deformaciones, antes de que el suelo entre en el rango plástico. Esta propiedad es fundamental para predecir asentamientos, diseñar cimentaciones adecuadas y garantizar la estabilidad de las estructuras a largo plazo. Sin embargo, es importante considerar que el comportamiento real del suelo puede ser más complejo, con efectos de fluencia, relajación y anisotropía que deben evaluarse cuidadosamente en el diseño geotécnico.

Figura 17

Gráfico de esfuerzo vs deformación



Nota: tomado de Coduto et al. (2016, p. 98)



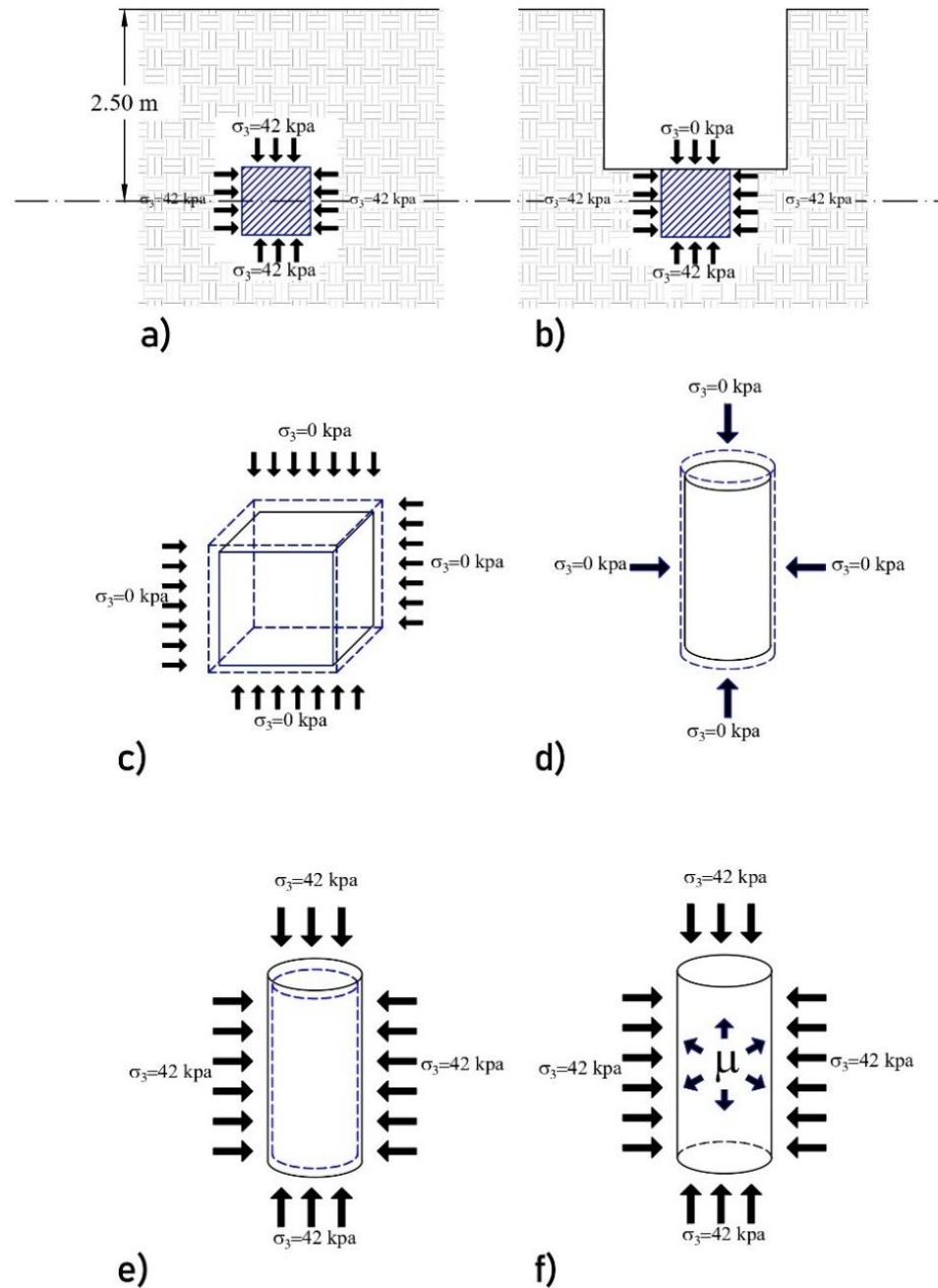
En el ámbito de la ingeniería geotécnica, es fundamental comprender el comportamiento elástico-plástico de los suelos bajo cargas externas. Al analizar el comportamiento de un suelo sometido a cargas y posteriormente liberado, se observa que, después de la aplicación de la carga, el suelo se deforma y, cuando se elimina la carga, intenta recuperar su forma original. Sin embargo, no regresa completamente a su estado inicial.

3.7.6.2 Importancia de simular en las condiciones reales

Una vez extraídas las muestras inalteradas en forma de cubo, sabemos que el espécimen estuvo sometido a esfuerzos de confinamiento que, según el cálculo obtenido en esta investigación, alcanzaron una presión total de 42 kPa como se aprecia en la tabla 9 descrito anteriormente. Al liberar esa presión, ver Figura 18 como referencia, el suelo analizado intenta incrementar su volumen al ser liberado de la presión de confinamiento.

Figura 18

Esfuerzo de confinamiento en una muestra de suelo



Nota: se observa el suelo antes de su extracción está sometida a esfuerzos de confinamiento en todas las direcciones, después de su extracción estos esfuerzos desaparecen, por lo que la muestra trata de recuperar su estado inicial de equilibrio expandiéndose debido a la no presencia de esfuerzos externos. Figura extraída de Das (2012, p. 126)

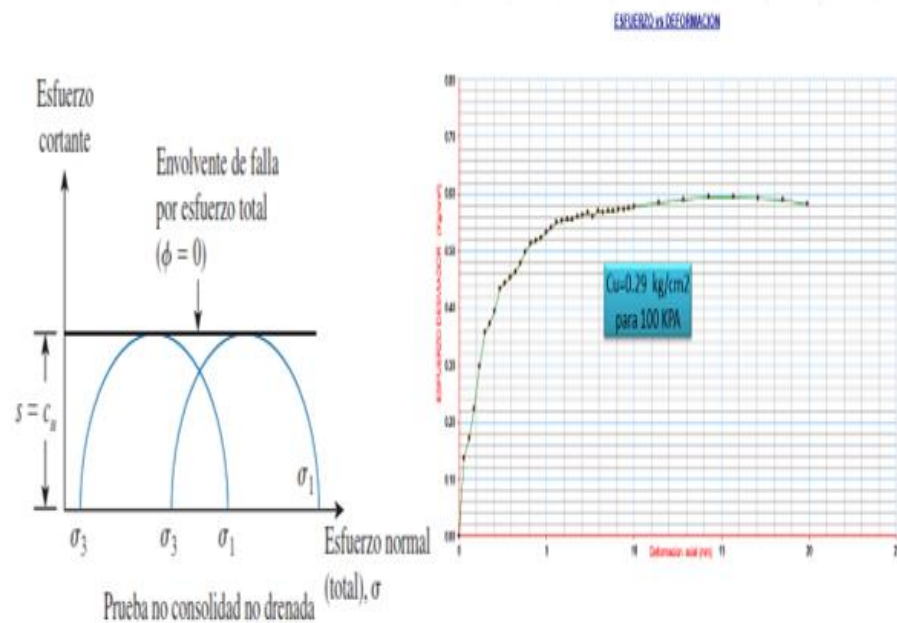


Para contrarrestar los incrementos mínimos debidos a la liberación de esfuerzos, el suelo extraído no se ensaya inmediatamente. Primero se talla en dimensiones de relación de 1:2 diámetro/altura luego se coloca en la cámara triaxial siguiendo los procedimientos establecidos por la NTP 339.164 (2001) Luego, se confina con 42 kPa representativo al esfuerzo de confinamiento inicial a la que se encuentra el suelo como se aprecia en la figura 18 f, ya que el suelo en campo está sujeto a esa presión.

Esta presión inicial representa la condición actual a la que está sometido el suelo en análisis en campo por tanto este esfuerzo no consolida el suelo, sino que lo devuelve a su estado inicial, para ello es verificado mediante el equipo triaxial marca ELE DS7 el comportamiento del cambio volumétrico dentro del software DS7 propio del equipo triaxial indica que el cambio volumétrico cesa y se mantiene constante así también para tener resultados críticos o desfavorables se debe saturar el suelo y ello se consigue mediante la verificación del B de Skempton dentro del mismo programa DS7 puesto que es muy sencillo visualizar así como se observa en la figura 4 del capítulo 2, indicando la saturación del suelo. Con la variación constante y un B de Skempton cercano al 100%, se realiza el ensayo de corte o compresión triaxial UU con velocidad del 1% de la altura de la muestra, según la normativa. Los resultados obtenidos se ilustran como se muestra en la Figura 19, revelan los parámetros de resistencia como cohesión y ángulo de fricción.

Figura 19

Gráficos obtenidos del ensayo de compresión triaxial UU



Nota: las imágenes son referenciales respecto a los resultados que se deben obtener al realizar el ensayo de corte triaxial UU. Tomado de Das (2012, p. 50)

El tallado de la muestra para el ensayo triaxial es una etapa crucial que implica la preparación precisa de una muestra de suelo para asegurar que su forma y tamaño sean adecuados para el ensayo, ver Figura 20. Este proceso generalmente incluye cortar y esculpir la muestra en forma cilíndrica con dimensiones específicas, asegurándose de que las caras sean paralelas y las superficies sean lisas para evitar irregularidades que puedan afectar los resultados del ensayo.

Figura 20

Tallado de la muestra para el ensayo triaxial



Nota: tallado de la muestra para la prueba con medidas correspondientes para la cámara del equipo triaxial, obtenidas de las muestras inalteradas.

El peso de la muestra para el ensayo triaxial es un parámetro esencial que debe determinarse con precisión para asegurar la exactitud de los resultados del ensayo. Antes de proceder con el ensayo, la muestra cilíndrica preparada se pesa utilizando una balanza de alta precisión como se observa en la figura 21. Este peso inicial es crucial, ya que se utilizará para calcular diversas propiedades del suelo, como su densidad.

Figura 21

Peso de muestra para el ensayo triaxial



Nota: peso de la muestra para el ensayo triaxial, después de tallado.

Durante el ensayo, las muestras cilíndricas de suelo fueron sometidas a esfuerzos de confinamiento y esfuerzos axiales hasta su falla, como se muestra en la Figura 22, permitiendo evaluar parámetros clave como la cohesión y el ángulo de fricción interna.

Figura 22

Prueba de compresión triaxial UU



Nota: se observa la máquina de compresión triaxial y parte interna de la muestra.

3.7.7 Ensayo Placa de carga

El ensayo consiste en excavar un pozo a la profundidad de desplante de cimentación, para una mejor visualización ver Figura 23. Luego, se nivela y prepara el fondo creando una superficie de apoyo para ubicar una placa metálica circular de dimensiones estándar. Sobre esta placa se coloca un gato hidráulico con un sistema de medición de deformaciones axiales.

Figura 23

Proceso de excavación para ensayo de Placa de carga



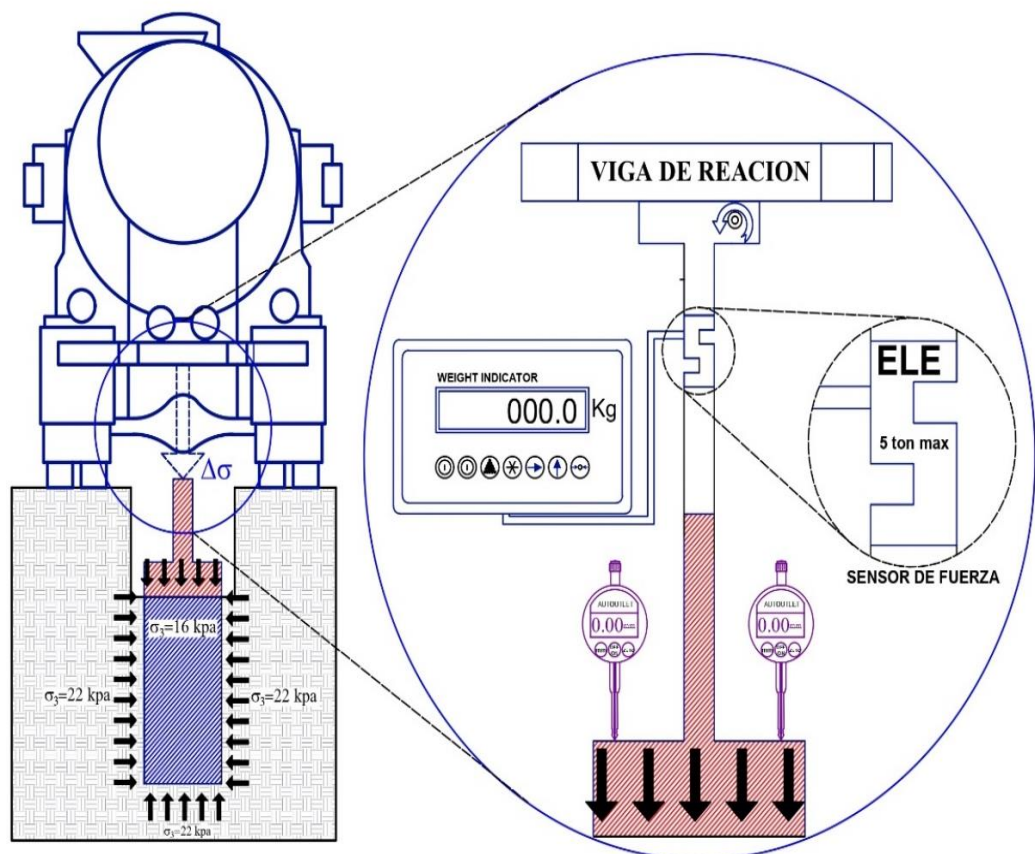
Fuente: elaboración propia. (ver memoria de cálculo en anexo 7)

Se aplica una carga vertical inicial pequeña sobre la placa, registrando el asentamiento correspondiente. Luego, se repite el proceso incrementando la carga vertical en varias etapas hasta alcanzar la carga de hundimiento del suelo. En cada paso, se registra la carga aplicada y la deformación producida.

Estos datos son luego procesados e interpretados en función de la teoría para deducir parámetros de diseño como la capacidad de carga admisible y el módulo de deformación del material analizado NTP 339.153 (2001) En la Figura 23 se evidencia hundimiento del suelo producto del ensayo de Placa.

Figura 24

Representación gráfica de la prueba de placa de carga



Fuente: elaboración propia.

El equipo de ensayo de placa de carga consta de una placa de concreto de 30 cm de lado, un gato hidráulico para aplicar cargas controladas mediante sensor de fuerza o célula de carga marca ELE de 5 ton de capacidad, y sistemas de medición de deformaciones axiales, en la Figura 24 y 25 se muestra el equipo utilizado in situ para el respectivo ensayo.

Figura 25

Equipo de Ensayo de Placa de Carga



Nota: se observa la ejecución del ensayo de placa de carga, norma NTP 339.153 (2001).



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 HIPÓTESIS ESPECIFICA 1

Para el estudio se planteó la siguiente hipótesis: el suelo de la avenida Libertad y el jirón 28 de agosto, en la urbanización Santa Emilia de Juliaca, es un suelo cohesivo.

4.1.1 Caracterización de la muestra

Dentro del estudio se determinó las propiedades físicas del suelo, con pruebas necesarias para su clasificación, cumpliendo los procedimientos de la norma como NTP 339.134 (2019) y NTP 339.129 (2019).

Se realizaron tres calicatas, de las cuales se extrajeron muestras inalteradas a una profundidad de 2.50 m, con el nivel freático ubicado a 1.10 m de profundidad. Estas muestras fueron sometidas a ensayos de granulometría, así como límites de consistencia como resultado se obtuvo que son suelos arcillosos de alta plasticidad (CH), según la clasificación SUCS. La clasificación reveló que los porcentajes de limo y arcilla mostraron valores similares en las calicatas de exploración C-1, C-2 y C-3, como se detalla en la Tabla 11.

Tabla 10*Caracterización de la muestra de suelo*

Clasificación del Suelo E-02			
Descripción	Calicata 1	Calicata 2	Calicata 3
Clasificación SUCS	CH	CH	CH
% Grava	---	---	---
% Arena	24.87	25.50	25.33
% pasa N ° 200	75.13	74.50	74.67
Límite Líquido	63.12%	62.06%	62.21%
Límite Plástico	18.85%	18.13%	18.11%
Índice de Plasticidad	44.28%	43.93%	44.10%

Nota: elaboración propia (memoria de cálculo ver en Anexo 2)

De acuerdo con la Tabla 10, la cual está directamente relacionada con las Figuras 26 y 27, el suelo del estrato en estudio de las calicatas C-1, C-2, C-3 muestra una clasificación de arcilla de alta plasticidad (CH). Para confirmar la certeza de la hipótesis 1, se analizaron los resultados obtenidos en el programa SPSS v22, como se muestra en la Tabla 11.

Al determinar las varianzas, se observa que tienden a ser cercanas a cero, lo cual indica que los suelos tienen características muy similares. Esto confirma y respalda la hipótesis planteada de que "El suelo de la zona de Av. Libertad y Jr. 28 de agosto corresponde a un suelo cohesivo arcilloso de alta plasticidad", el cual es adecuado para el análisis de capacidad de carga para esta investigación.

Además, los límites de consistencia presentaron una varianza de 0.33 con respecto a la media para el límite líquido y una diferencia de 0.18 con respecto al promedio para el límite plástico, así como el índice de plasticidad del suelo, con una varianza de 0.031 respecto a la media como se indican en la Tabla 11.



Tabla 11

Estadísticas de los límites de consistencia del suelo

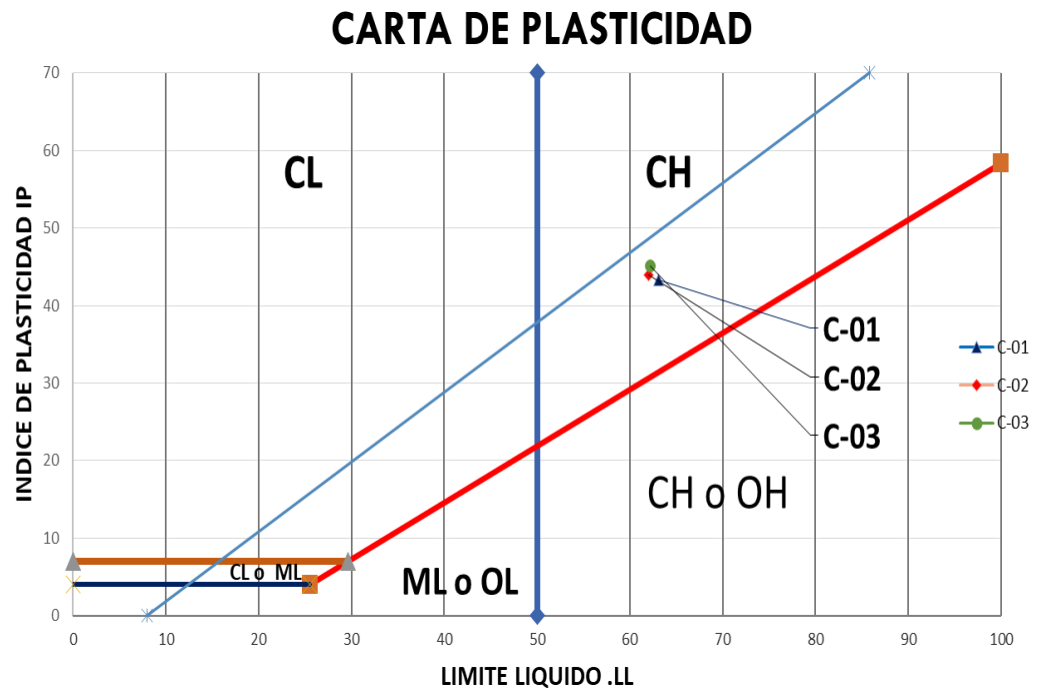
Estadísticos Descriptivos			
		Estadístico	Error estándar
LL	Media	62.46	.33118
	Varianza	0.329	
	Desviación estándar	0.574	
LP	Media	18.36	.24340
	Varianza	0.178	
	Desviación estándar	0.422	
IP	Media	44.10	.10105
	Varianza	0.031	
	Desviación estándar	0.175	

Fuente: datos procesados en SPSS v 22.

Producto del ensayo de análisis granulométrico, se elaboró la gráfica de la curva granulométrica de cada uno de los especímenes de las calicatas C-1, C-2 y C-3 (ver Figura 26).

Figura 27

Carta de plasticidad en estrato 2



Nota: Elaboración propia del ensayo de Límite líquido y Límite plástico. (anexo 3)

En la Tabla 12 se describen las propiedades volumétricas del suelo en estudio, donde se realizaron ensayos necesarios para determinar el peso específico y la gravedad específica, aspectos importantes para determinar la capacidad portante del suelo. En nuestro estudio, se llevó a cabo el análisis en las calicatas C-1, C-2 y C-3. En esta etapa, se identificaron dos estratos en cada calicata, seleccionados para el análisis del comportamiento frente a cargas y sus propiedades mecánicas del suelo.

Tabla 12

Características volumétricas del suelo en estudio

Calicata	Estrato	Contenido de humedad	Peso específico	Gravedad específica
C-1	E-1	21.21%	15.90 kN/m ³	-
	E-2	52.88%	16.90 kN/m ³	26.7 kN/m ³
C-2	E-1	22.56%	15.99 kN/m ³	-
	E- 2	53.49%	16.98 kN/m ³	26.38 kN/m ³
C-3	E- 1	23.01%	15.89 kN/m ³	-
	E- 2	54.39%	16.86 kN/m ³	26.55 kN/m ³

Nota: elaboración propia. (anexo 2)

En las figuras 28, 29 y 30 se muestra el perfil estratigráfico de la zona en estudio, obtenido mediante inspección visual en campo y análisis de ensayos en laboratorio. Se excavaron calicatas a una profundidad de 2.50 m en las calicatas C-1, C-2 y C-3, revelando la presencia de dos estratos en cada una. Estos estratos fueron identificados como suelos arcillosos de baja y alta plasticidad (CL-CH) para los estratos 1 y 2 respectivamente, con un nivel freático a 1.10 m.

Figura 28

Perfil estratigráfico C-1

CALICATA 01
PERFIL DEL TERRENO EXCAVADO
(SIMBOLOGIA E-050 (2018))

PROF. (metros)	CALICATA-01		CLASIFICACION	LIMITES DE CONSISTENCIA			DESCRIPCION DEL MATERIAL	OBSERVACIONES							
	MUESTRA	SIMBOLOGIA		SUCS	LL (% ₆₀)	LP (% ₆₀)			IP						
-0.20 m	-	-	-	-	-	-	*Relleno superficial contaminado con materia organica								
-0.40 m	E-1		CL	33.3	15.7	17.7	*Arcilla limosa marron claro, de baja plasticidad	Extraccion de Muestra alterada (Mab)							
-0.60 m															
-0.80 m															
-1.00 m															
-1.20 m								N.F.							
-1.40 m	E-2		CH	63.1	18.8	44.3	*Arcilla Inorganica de Alta Plasticidad, de cplor oscuro	Extraccion de Muestra Inalterada (Mib)							
-1.60 m															
-1.80 m															
-2.00 m															
-2.20 m															
-2.40 m															
-2.50 m															

CONTINUA.....

Nota: la línea horizontal de azul indica la presencia de nivel freático. (anexo 3)

Figura 29

Perfil estratigráfico C-2

CALICATA 02
PERFIL DEL TERRENO EXCAVADO
(SIMBOLOGIA E-050 (2018))

PROF. (metros)	MUESTRA	CALICATA-02 SIMBOLOGIA	CLASIFICACION SUCS	LIMITES DE CONSISTENCIA			DESCRIPCION DEL MATERIAL	OBSERVACIONES								
				LL (% ∞)	LP (% ∞)	IP										
-0.20 m	-	-	-	-	-	-	*Relleno superficial contaminado con materia organica									
-0.40 m	E-1	[Orange Box]	CL	37.30	13.52	23.78	*Arcilla limosa marron claro, de baja plasticidad	Extraccion de Muestra alterada (Mab)								
-0.60 m																
-0.80 m																
-1.00 m																
-1.20 m	E-2	[Grey Box]	CH	62.06	18.13	43.93	*Arcilla Inorganica de Alta Plasticidad, de cplor oscuro	Extraccion de Muestra Inalterada (Mb)								
-1.40 m																
-1.60 m																
-1.80 m																
-2.00 m																
-2.20 m																
-2.40 m																
-2.50 m																
CONTINUA.....																

Nota: La línea horizontal de azul indica la presencia de nivel freático. (anexo 3)

Figura 30

Perfil estratigráfico C-3

CALICATA 03
PERFIL DEL TERRENO EXCAVADO
(SIMBOLOGIA E-050 (2018))

PROF. (metros)	CALICATA-03		CLASIFICACION SUCS	LIMITES DE CONSISTENCIA			DESCRIPCION DEL MATERIAL	OBSERVACIONES
	MUESTRA	SIMBOLOGIA		LL	LP	IP		
-0.20 m	-	-	-	-	-	-	*Relleno superficial contaminado con materia organica	
-0.40 m	E-1		CL	34.55	14.73	19.82	*Arcilla limosa marron claro, de baja plasticidad	Extraccion de Muestra alterada (Mab)
-0.60 m								
-0.80 m								
-1.00 m								
-1.20 m								N.F.
-1.40 m								
-1.60 m	E-2		CH	62.21	18.11	44.10	*Arcilla Inorganica de Alta Plasticidad, de color oscuro	Extraccion de Muestra Inalterada (Mib)
-1.80 m								
-2.00 m								
-2.20 m								
-2.40 m								
-2.50 m								
CONTINUA.....								

Nota: la línea horizontal de azul indica la presencia de nivel freático. (anexo 3)

4.2 HIPÓTESIS ESPECÍFICA 2

Se planteó la siguiente hipótesis: "Los parámetros de resistencia del suelo varían significativamente respecto a los mencionados en la norma E.050 para la avenida Libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022". A continuación, se presentan los resultados obtenidos para cada calicata.

4.2.1 Parámetros de resistencia mediante ensayo triaxial UU.

En la Tabla 13 se presenta un resumen de los parámetros de resistencia del suelo en análisis, conforme a la normativa E.050. Según investigadores como Budhu y Coduto, los suelos cohesivos de alta plasticidad, como CH, muestran que la cohesión no drenada que no depende de la presión de confinamiento en pruebas de compresión triaxial no consolidado no drenado (UU). Por lo tanto, la envolvente de falla es horizontal. También es importante destacar que para estos suelos el ángulo de fricción se considera nulo según la normativa Peruana NTP.

Tabla 13

Resultados de cohesión no drenada obtenido de compresión triaxial UU

	Parámetros de resistencia del Suelo E-02			E.050
	C-01	C-02	C-03	
Cu 50 kpa	28.83	27.46	27.65	La envolvente de falla es horizontal, Cu debe ser igual para $\sigma_{3i}, \sigma_{3ii} \dots \sigma_{3n}$.
Cu 100 kpa	28.05	27.65	27.95	
Cu 200 kpa	29.71	28.93	28.15	
ϕ 50-100 kpa	0.00 °	0.28 °	0.13 °	Según normativa para suelos cohesivos se considera un ángulo de fricción debe ser 0°
ϕ 50-200 kpa	0.37 °	0.34 °	0.12 °	
ϕ 100-200 kpa	0.98 °	0.25 °	0.20 °	

Fuente: elaboración propia. (memoria de cálculo Anexo 5)



Cabe destacar que los resultados de la cohesión y el ángulo de fricción presentan una varianza de 0.55 y 0.079 respecto a la media, respectivamente. Esta tendencia hacia cero, según la estadística descriptiva, indica una dispersión mínima de los resultados, donde el promedio se considera como el valor representativo de la cohesión no drenada. En el caso del ángulo de fricción, al tender sus valores a cero, se sigue la recomendación de la norma E.050, que establece un valor de cero para suelos cohesivos como el CH.

4.2.1.1 El parámetro B de Skempton

En la investigación llevada a cabo, se observa que, a pesar de llevar a la condición crítica de saturación en los especímenes representativos de las calicatas C-1, C-2 y C-3, como se muestra en la Tabla 14, el valor de mediante ensayo B Skempton es la relación del incremento presión de poros con el incremento de la presión de celda o externa pero en el equipo triaxial marca ELE mediante el Software DS7 es posible controlar el valor de B de Skempton además según investigadores como Ravindran & Gratchev (2022), en su artículo sobre la influencia del grado de saturación respecto a su cohesión, concluye que, a mayor grado de saturación, la cohesión disminuye drásticamente hasta un 89 % respecto a la cohesión inicial del suelo sin saturar. Por ello, es importante el proceso de saturación del suelo.

Guirales et al. (2013), en su artículo sobre la variación de las propiedades mecánicas de arcillas al variar su grado de saturación, menciona la importancia de saturar el espécimen para obtener los parámetros de resistencia en condiciones críticas. De acuerdo a Lipiński &

Wdowska(2010), indicando que, para obtener los parámetros de resistencia del suelo en condiciones saturadas, en las arcillas sobreconsolidadas el valor de B de Skempton debe ser mayor a 0.7 como mínimo, ya que a partir de ese valor la cohesión no varía significativamente. En conclusión, los resultados del parámetro B de Skempton, indicados en la Tabla 14, son confirmados como aceptables.

Tabla 14

Resultados del parámetro B de Skempton

Muestra	Presión de confinamiento	B de Skempton
C-01	σ_3 50 kpa	0.92
	σ_3 100 kpa	0.89
	σ_3 200 kpa	0.82
C-02	σ_3 50 kpa	0.91
	σ_3 100 kpa	0.89
	σ_3 200 kpa	0.90
C-03	σ_3 50 kpa	0.94
	σ_3 100 kpa	0.92
	σ_3 200 kpa	0.83

Nota: las muestras fueron sometidas a 7 a 9 días de saturación.

4.2.1.2 Ángulo de fricción

El ángulo de fricción, según se detalla en la Tabla 13, tiende a ser nulo para las muestras de estudio. En las Figuras 31 y 32 se observa que, para distintos esfuerzos de confinamiento, este valor también tiende a cero. Para obtener más detalles sobre los resultados, consultar el Anexo 4.

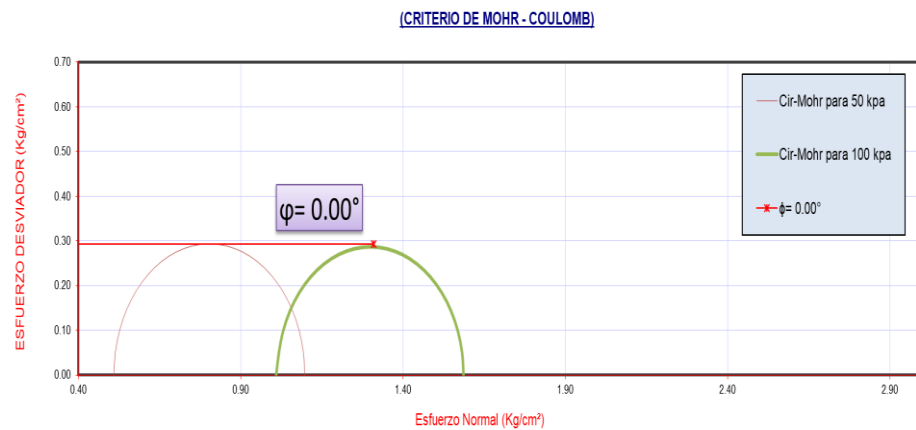
4.2.1.3 Cohesión

Es crucial destacar que, para este tipo de suelos, la cohesión se manifiesta como la mitad del esfuerzo cortante máximo, lo cual se refleja

en la mitad del radio del círculo de Mohr en el punto de falla. Este resultado es coherente con las condiciones específicas del ensayo triaxial UU, para una mejor visualización de los resultados se presenta las Figuras 31 y 32, que son resultados del ensayo triaxial (UU) en el espécimen C-1.

Figura 31

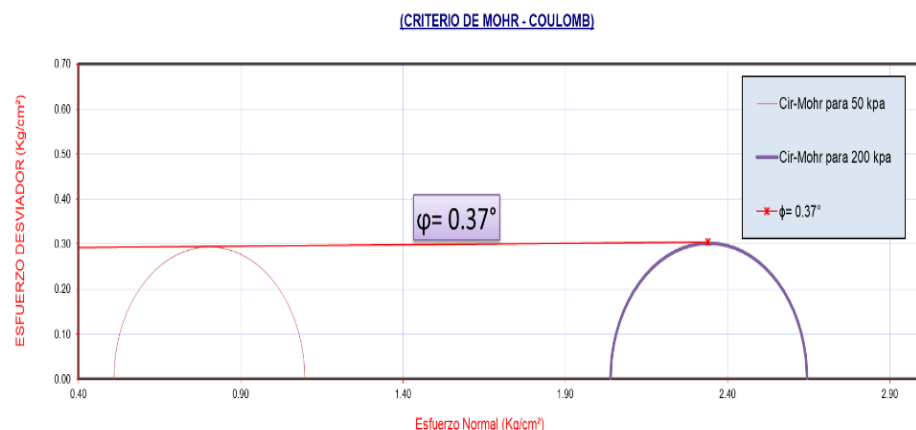
Círculos de Mohr de C-1 para esfuerzos de 50 y 100 kPa



Nota: los gráficos de los círculos de Mohr son para esfuerzos de confinamiento de 50 y 100 kPa. En el que la cohesión resultó 28.83 y 28.05 kPa para esfuerzos de 50 y 100 kPa, respectivamente. (ver anexo 4)

Figura 32

Círculos de Mohr de C-1 para esfuerzos de 50 y 200 kPa

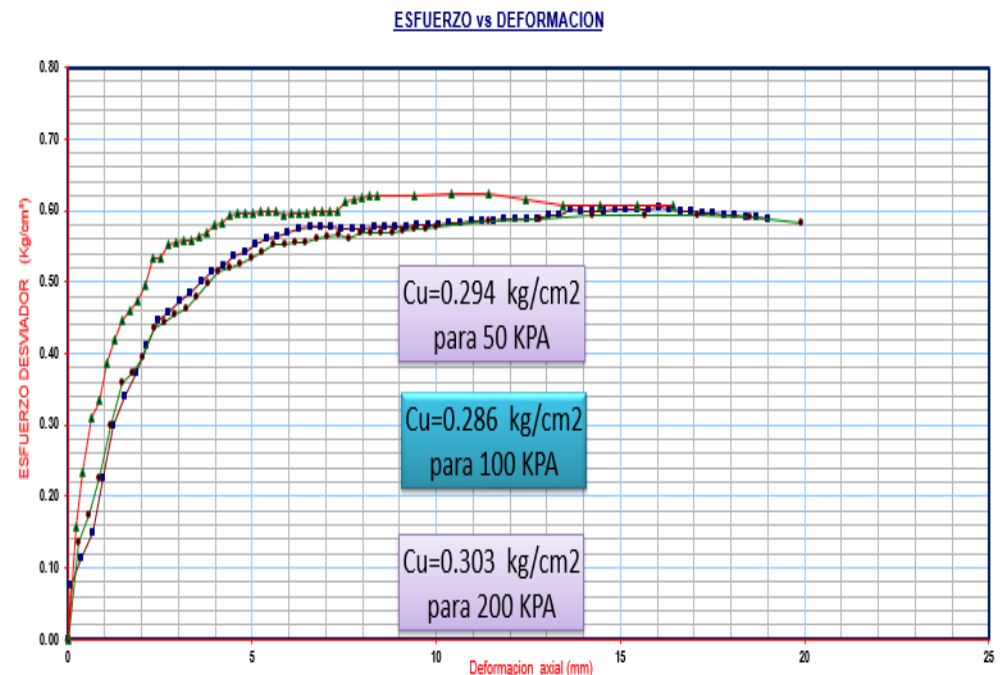


Nota: los gráficos de los círculos de Mohr son para esfuerzos de confinamiento de 50 y 100 kPa. En el que la cohesión resultó 28.83 y 29.71 kPa para esfuerzos de 50 y 200 kPa, respectivamente. (ver anexo 4)

Para obtener una comprensión más detallada de los resultados, se presenta la Figura 33, que muestra la variación de los parámetros de esfuerzo y deformación a lo largo del ensayo. Esta representación gráfica ofrece una visión más completa y pormenorizada de cómo las muestras responden a las condiciones impuestas durante el ensayo triaxial UU. Cada punto en la Figura 33 representa un estado específico del material durante el ensayo, proporcionando así una visión más exhaustiva del comportamiento del suelo a diferentes cargas. En este caso, se muestran solo los resultados de la calicata C-1 bajo diferentes grados de confinamiento. Para ver los resultados de las otras muestras, consulte el Anexo 4

Figura 33

Esfuerzo – deformación de C-1 para esfuerzo de 50 ,100 y 200 kpa



Fuente: elaboración propia.



En la Figura 33 se presenta una representación visual de los resultados obtenidos a partir del ensayo triaxial UU (no consolidado no drenado) realizado en para diferentes esfuerzos de confinamiento a la muestra C-1.

4.3 HIPÓTESIS ESPECÍFICA 3

Se planteó la siguiente hipótesis: “La capacidad portante mediante el ensayo triaxial del suelo de la avenida Libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022 será significativamente baja en relación al obtenido por la placa de carga”, los resultados para cada calicata son las siguientes según el criterio de ASTM 1194, Terzaghi y Peck y criterio del manual de monitoreo de pruebas de ingeniería geotécnica. Beijing: China Construction Industry Press, 2005 citado en 马健 [Ma Jian] (2020)

4.3.1 Comparación de capacidad portante mediante criterio de ASTM

Para elaborar la Tabla 16, se calcularon las capacidades de carga mediante el ensayo de placa de carga en suelos, siguiendo el criterio de la ASTM D 1194 para determinar las capacidades admisibles (q_{adm}). Se evaluaron según las deformaciones de 10 y 20 mm, eligiendo el valor mínimo entre las expresiones establecidas: $2/3 * q_{10\text{ mm}}$ y $1/2 * q_{20\text{ mm}}$, conforme a las normativas de la ASTM. Para más detalles sobre los cálculos, consultar el Anexo 7. Este ensayo, realizado in situ en la zona de estudio, mostró capacidades superiores a las obtenidas mediante la ecuación de Skempton, que utiliza parámetros de resistencia obtenidos del ensayo triaxial UU.

Tabla 15

Capacidad Portante – Ensayo Placa de Carga

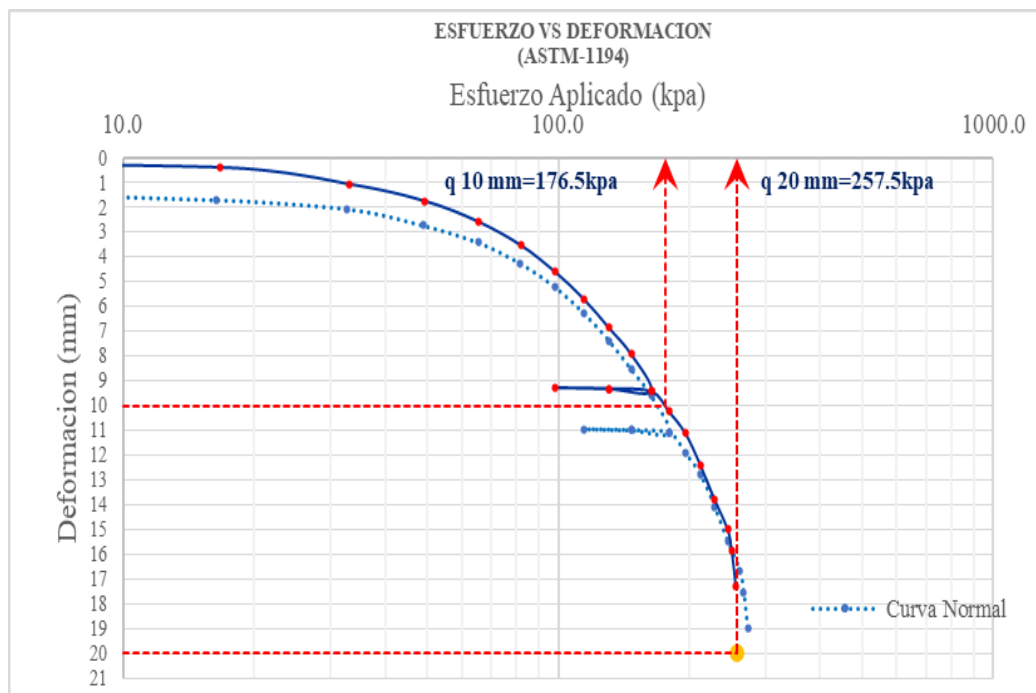
CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (kpa)		
Calicata	Skempton (Cu, triaxial UU)	ASTM D 1194 (Placa de carga)
C-1	89.59 kpa	117.67 kpa
C-2	87.43 kpa	106.00 kpa
C-3	87.14 kpa	114.67 kpa

Nota: elaboración propia

De acuerdo a la Figuras 34,35 y 36, se identifican los esfuerzos q_{10mm} y q_{20mm} , después se calcula los valores con las expresiones mencionadas en el párrafo anterior, seleccionando el menor valor de los cálculos de dichas expresiones.

Figura 34

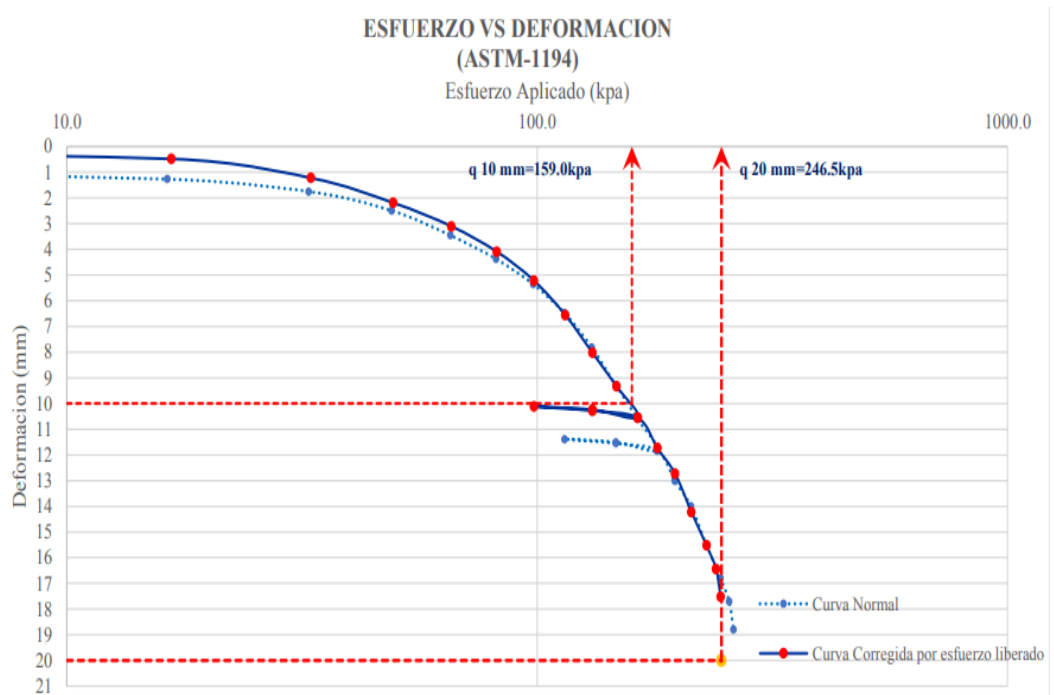
Gráfica de Esfuerzo vs Deformación en C-1, según la ASTM-D 1194



Nota: la presente figura está desarrollada producto del ensayo de Placa de carga en la calicata C-1.

Figura 35

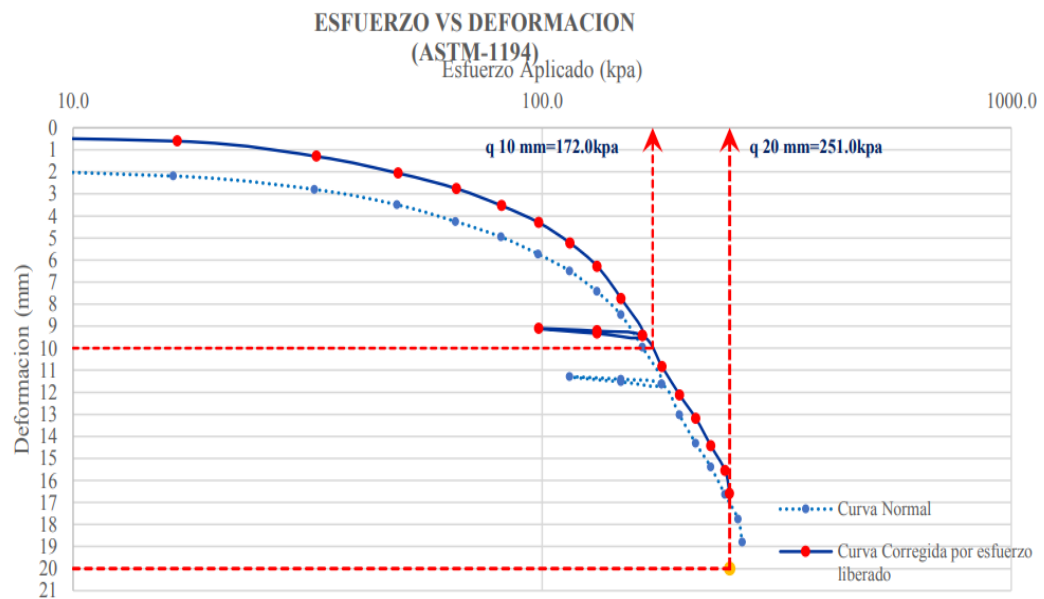
Gráfica de Esfuerzo vs Deformación en C-2, según la ASTM-D 1194



Nota: La presente figura está desarrollada producto del ensayo de Placa de carga en la calicata C-2.

Figura 36

Gráfica de Esfuerzo vs Deformación en C-3, según la ASTM-D 1194



Nota: La presente figura está desarrollada producto del ensayo de Placa de carga en la calicata C-2.

4.3.2 Capacidad portante mediante criterio de Terzaghi y Peck

En la Tabla 16 se presenta un resumen de los cálculos de la capacidad portante mediante el ensayo de placa de carga en suelos, siguiendo el criterio de Terzaghi & Peck.

Tabla 16

Capacidad Portante–Ensayo Placa de Carga, por Terzaghi y Peck

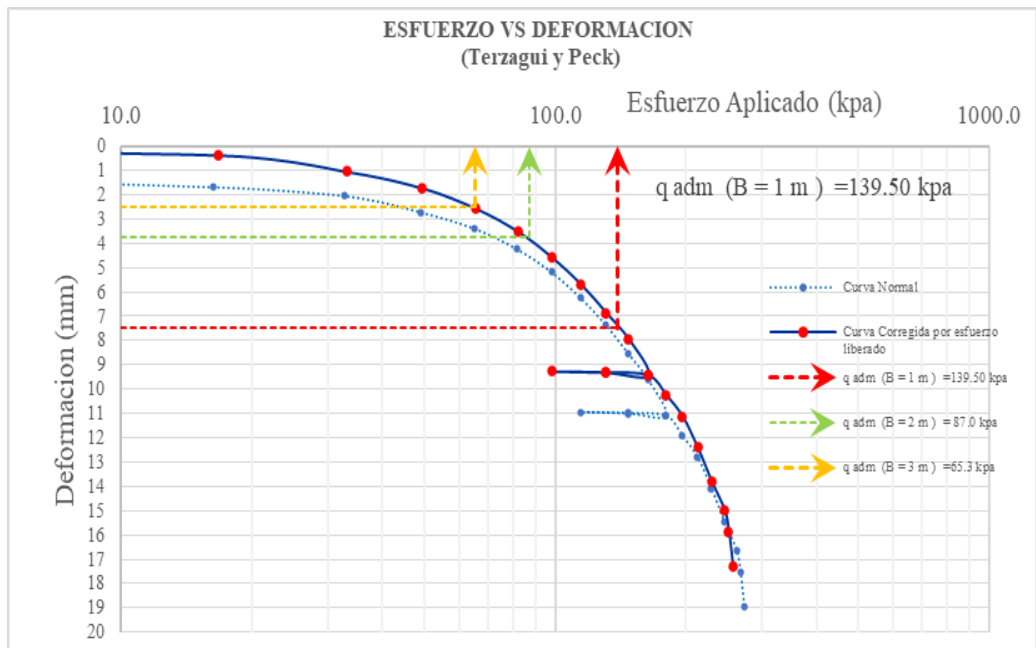
CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (kpa)		
Calicata	Skempton (Cu, triaxial UU)	Terzaghi & Peck (Placa de carga)
C-1	89.59 kpa	139.50 kpa
C-2	87.43 kpa	126.50 kpa
C-3	87.14 kpa	146.00 kpa

Fuente: elaboración propia.

Según el criterio de Terzaghi y Peck, la capacidad admisible ($q_{adm.}$) se determina en función de la deformación máxima permitida en una zapata real. Este criterio relaciona dicha deformación con la obtenida en la placa de carga a través de ecuaciones establecidas por estos investigadores. Sin embargo, una limitación importante es que puede conducir a valores sobreestimados de la capacidad admisible, al no considerar adecuadamente factores como el tamaño de la zapata o la profundidad de desplante. Las Figuras 37, 38 y 39 muestran la determinación del $q_{adm.}$ según el criterio de Terzaghi y Peck.

Figura 37

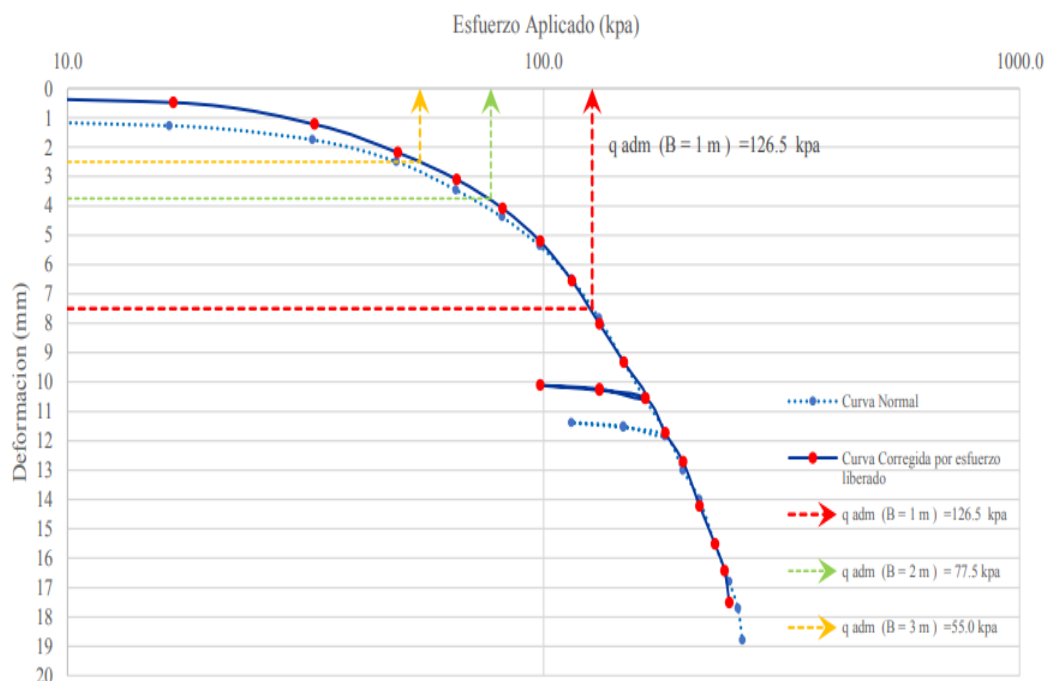
Esfuerzo vs Deformación en C-1, según Terzaghi y Peck



Fuente: Elaboración propia.

Figura 38

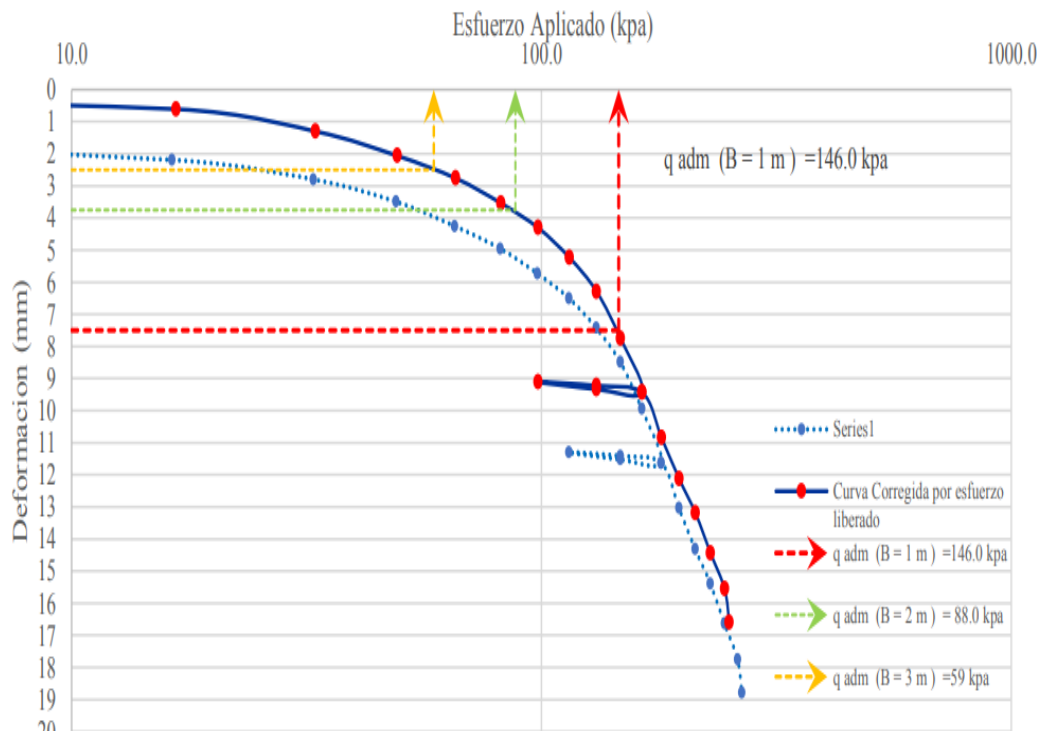
Esfuerzo vs Deformación en C-2, según Terzaghi y Peck



Fuente: Elaboración propia.

Figura 39

Esfuerzo vs Deformación en C-3, según Terzaghi y Peck



Fuente: Elaboración propia.

4.3.3 capacidad portante mediante criterio MMPIGBCh.

La Tabla 17 presenta un resumen de los cálculos de las capacidades de carga mediante el ensayo de placa de carga en suelos, siguiendo el criterio del Manual de monitoreo de pruebas de ingeniería geotécnica. Beijing: China Construction Industry Press, 2005, donde se determinan las capacidades admisibles (q_{adm}). Este criterio está relacionado con la dimensión de la placa utilizada y también considera la compresibilidad del suelo. En las Figuras 40, 41 y 42 se observa que esta metodología es más conservadora en comparación con las dos anteriores

Tabla 17

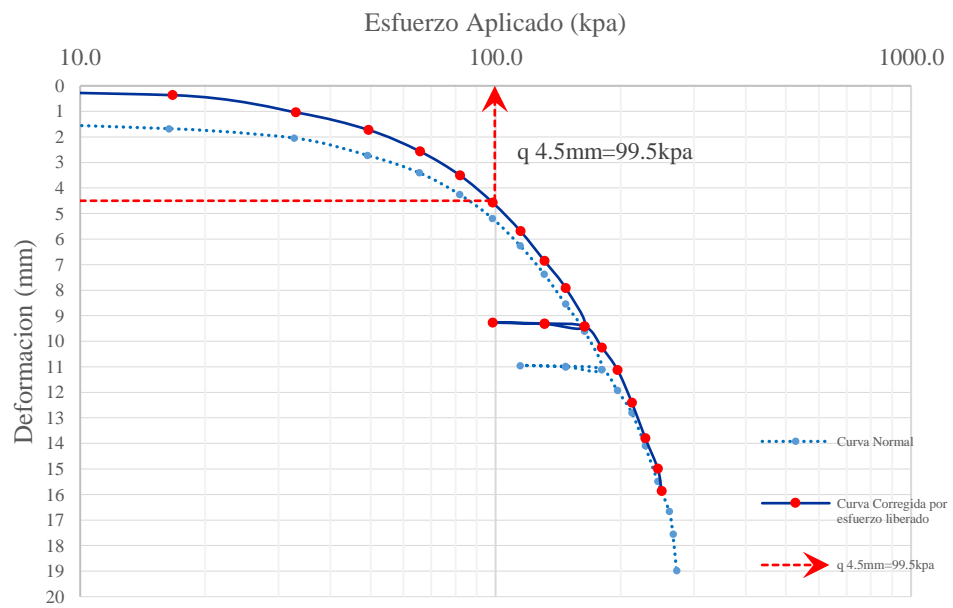
Capacidad Portante – Ensayo Placa de Carga

CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (Kpa)		
Calicata	Skempton (Cu, triaxial UU)	MMPIGBCh (Placa de carga)
C-1	89.59 kpa	99.50 kpa
C-2	87.43 kpa	89.50 kpa
C-3	87.14 kpa	104.00 kpa

Nota: Elaboración propia

Figura 40

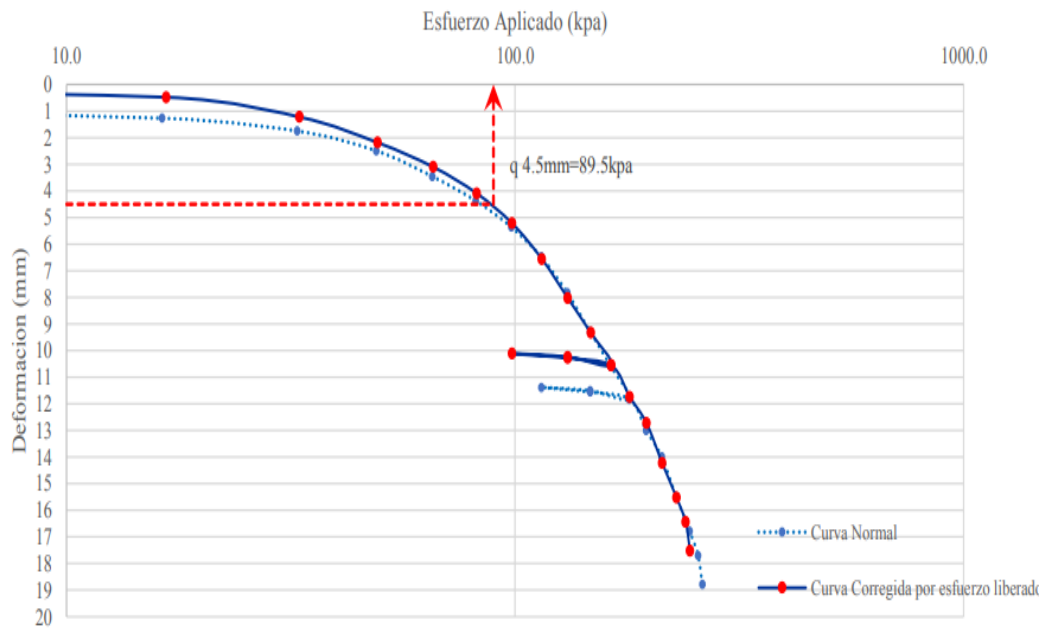
Esfuerzo vs Deformación C-1, criterio MMPIGBCh



Nota: Elaboración propia.

Figura 41

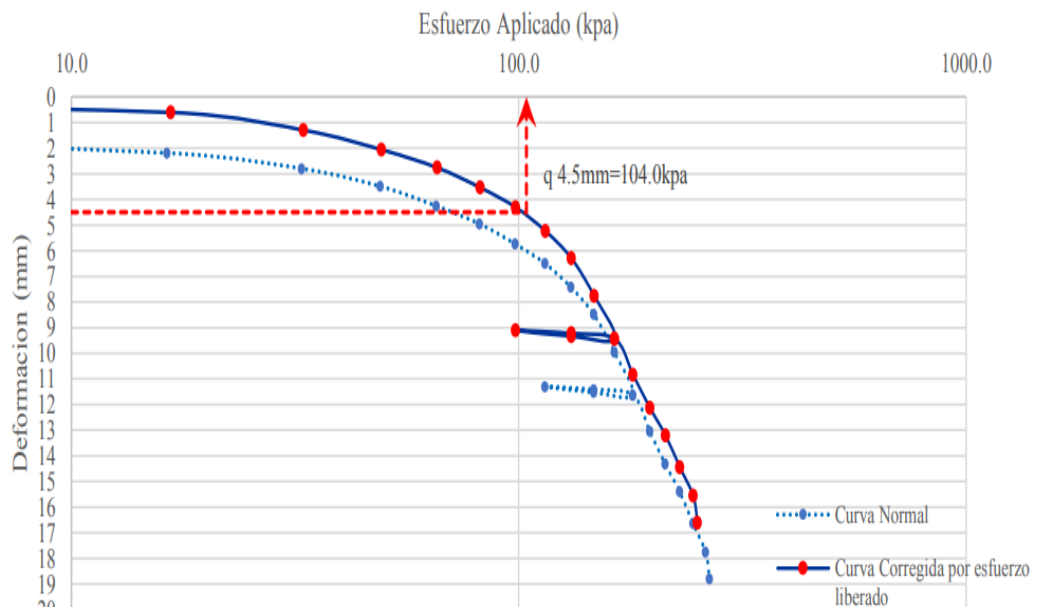
Esfuerzo vs Deformación C-2, criterio MMPIGBCh



Nota: Elaboración propia.

Figura 42

Esfuerzo vs Deformación C-3, criterio MMPIGBCh



Nota: Elaboración propia.

4.3.4 Resumen de las cuatro metodologías

En la Tabla 18 se presenta un resumen estadístico de las cuatro metodologías para determinar la capacidad portante del suelo en estudio. La metodología de Terzaghi y Peck tiene la media más alta, con 137.3 kpa, indicando que proporciona la mayor capacidad portante del suelo y el criterio del Manual de monitoreo de pruebas de ingeniería geotécnica. Beijing: China Construction Industry Press, 2005 citado 马健 [Ma Jian] (2020) nos brinda una capacidad portante más conservador, además. La desviación estándar más baja es del método de Skempton que está en base a los parámetros que nos brinda la prueba Triaxial UU, con 1.34, lo que sugiere que los resultados son los más consistentes y menos dispersos alrededor de la media.

Tabla 18

Estadísticas de la capacidad portante con las cuatro metodologías

Descripción	Metodología	N	Media	Desviación estándar	Media de error estándar
q adm (Cu-Triaxial)	Skempton	3	88.050	1.338	.772
	ASTM D 1194	3	112.78	6.060	3.498
q adm (Placa de Carga)	Terzaghi y Peck	3	137.33	9.928	5.732
	Ma Jian	3	97.66	7.421	4.284

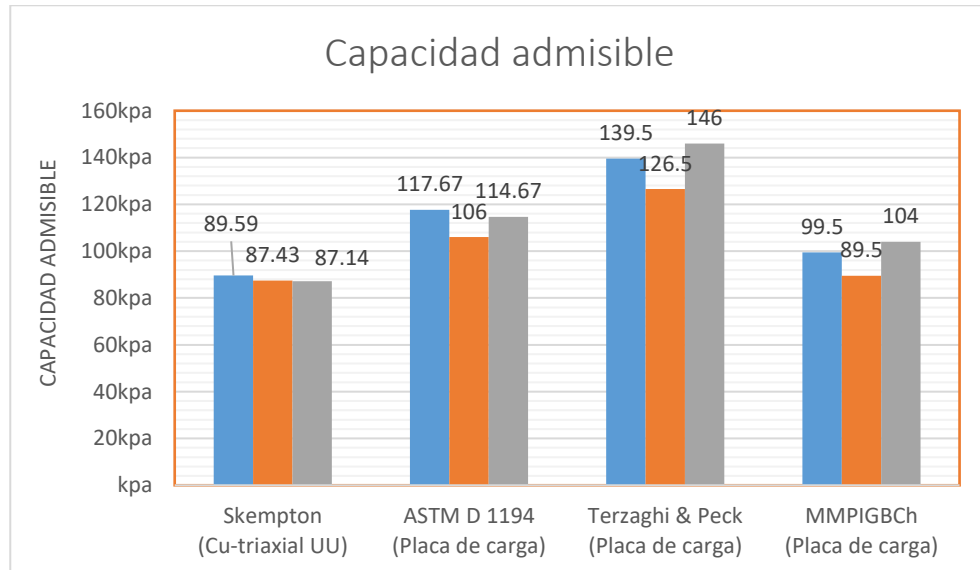
Fuente: elaboración propia.

La Figura 43 presenta una comparación valiosa entre los valores de capacidad de carga obtenidos mediante el método de placa de carga y aquellos derivados de ecuaciones que utilizan resultados de ensayos triaxiales. Los resultados muestran una discrepancia significativa entre los valores obtenidos por

ambos métodos, lo que resalta patrones interesantes en la interpretación de la resistencia del suelo.

Figura 43

Resultados de capacidad de carga admisible de las cuatro metodologías



Fuente: elaboración propia.

En particular, se observa que los valores de capacidad de carga determinados a través del método de Placa de carga superan a aquellos calculados mediante la ecuación de Skempton basadas en los parámetros de resistencia que nos brinda la prueba de ensayo triaxial. Esta disparidad sugiere que el método de Placa de carga tiende a ser más optimista en cuanto a la capacidad de carga del suelo. La capacidad de carga obtenida directamente a través de pruebas en campo, como el método de Placa de carga, refleja de manera más inmediata las condiciones específicas del suelo en su entorno natural.

Es interesante destacar que, al comparar las resistencias se observa que el manual de monitoreo de ingeniería geotécnica es más conservador de los tres criterios que se analizaron e incluso son muy cercanos a los que se obtienen

mediante pruebas de laboratorio como triaxiales que son los ensayos que brinda una simulación a la condición inicial del suelo.

4.4 PRUEBA DE HIPÓTESIS ESTADÍSTICA

4.4.1 Prueba de normalidad

La prueba de normalidad de Shapiro-Wilk se aplica a conjuntos de datos con menos de 30 observaciones para verificar la normalidad de la distribución. Para un nivel de confianza del 95 % se plantean las siguientes hipótesis

H₀: Las variables tienen distribución normal

H_a: Los variables no tienen distribución normal

Tabla 19

Prueba de normalidad

Prueba de Normalidad: Shapiro Wilk			
Descripción	Estadístico	gl	Sig.
Skempton (Cu-Triaxial)	0.837	3	0.207
ASTM D 1194	0.927	3	0.478
Terzaghi y Peck	0.964	3	0.637
MMPIGBCh	0.954	3	0.588

Nota: elaboración propia. En SPSS v-22

Según los resultados de la prueba de Shapiro-Wilk realizada en esta investigación, ver Tabla 19, la significancia es superior al 5% (0.05), por lo cual se acepta la hipótesis nula (H₀). Por tanto, los resultados cumplen con la normalidad requerida y se procede con la prueba t de Student.

4.4.2 Prueba de t de Student

4.4.2.1 Comparación de capacidad portante mediante criterio de ASTM D 1194 con Skempton (Cu-Triaxial).

Según lo planteado el valor significancia o p-valor que se obtiene en el Software SPSS v-22 como se muestra en la tabla 19 mayor a 0.05 y para la aceptación o rechazo tomamos referencia a la figura 9 que se encuentra en el capítulo 3 que nos indica que si el p-valor es mayor se acepta la hipótesis nula por lo tanto nuestros datos cumplen con el criterio de normalidad para lo cual se procede a corroborar la hipótesis de la capacidad portante mediante el criterio de la ASTM D 1194 (1994)

Ho: no existe diferencia significativa de la capacidad portante mediante placa de carga usando el criterio de la ASTM respecto a la capacidad admisible obtenido por ecuación de Skempton con parámetros de triaxial UU.

Ha: si existe diferencia significativa de la capacidad portante mediante placa de carga usando el criterio de la ASTM respecto a la capacidad admisible obtenido por ecuación de Skempton con parámetros de triaxial UU.

Los datos obtenidos de SPSS v22, como se muestra en la Tabla 20, indican que el nivel de significancia de 0.002 es menor que el 0.05 establecido por la estadística con un nivel de confianza del 95%. Dado que es inferior al 5%, se acepta la hipótesis alternativa y se rechaza la nula concluyendo que sí existen diferencias significativas entre ambos métodos.

Tabla 20*Prueba t-Student entre la ASTM D 1194 y Skempton (Cu-triaxial)*

Descripción	Prueba t-Student para la igualdad de medias				
	Sig.	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de error estándar	
q adm	Se asumen varianzas iguales	.073	4	.002	3.583
	No se asumen varianzas iguales		2.195	.016	3.583

Fuente: Elaboración propia.

4.4.2.2 Comparación de capacidad portante mediante criterio de Terzaghi y Peck con Skempton (Cu-Triaxial).

Para esta prueba de hipótesis los datos también cumplen con la distribución normal. Por consecuencia se aplicó la prueba de t-Student, a continuación, se plantean la hipótesis nula (H_0) y alternativa (H_a):

H_0 : No existe diferencia significativa en la capacidad portante mediante placa de carga utilizando el criterio de Terzaghi y Peck en comparación con la capacidad admisible obtenida por la ecuación de Skempton con parámetros del ensayo triaxial UU.

H_a : Existe diferencia significativa en la capacidad portante mediante placa de carga utilizando el criterio de Terzaghi y Peck en comparación con la capacidad admisible obtenida por la ecuación de Skempton con parámetros del ensayo triaxial UU.

Los datos obtenidos de SPSS v22, según se detalla en la Tabla 21, revelan que el nivel de significancia de 0.002 es inferior al 0.05 establecido por la estadística con un nivel de confianza del 95%. Esto conduce a la

aceptación de la hipótesis alternativa y al rechazo de la hipótesis nula, concluyendo que si existen diferencias significativas entre ambos métodos.

Tabla 21

Prueba t-Student entre las metodologías de Terzaghi- Peck y Skempton

Descripción	Prueba t-Student para la igualdad de medias			
	Sig.	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de error estándar
q adm Se asumen varianzas iguales	.077	4	.001	5.78433
No se asumen varianzas iguales		2.073	.012	5.78433

Fuente: elaboración propia.

4.4.2.3 Comparación de capacidad portante mediante criterio de MMPIGBCh con Skempton (Cu-Triaxial).

Para esta prueba de hipótesis también cumple los criterios de distribución normal de datos, para ello se planteó lo siguiente:

Ho: No existe diferencia significativa en la capacidad portante obtenida mediante placa de carga usando el criterio del Manual de monitoreo de pruebas de ingeniería geotécnica. Beijing: China Construction Industry Press, 2005, en comparación con la capacidad admisible obtenida por la ecuación de Skempton con los parámetros del ensayo triaxial UU.

Ha: Existe diferencia significativa en la capacidad portante obtenida mediante placa de carga usando el criterio del Manual de monitoreo de pruebas de ingeniería geotécnica. Beijing: China Construction Industry Press, 2005 en comparación con la capacidad

admisible obtenida por la ecuación de Skempton con los parámetros del ensayo triaxial UU.

Los datos obtenidos de SPSS v22, como se muestra en la Tabla 22, indican que el nivel de significancia de 0.092 es mayor que el 0.05 establecido por la estadística con un nivel de confianza del 95%. Dado que es inferior al 5%, se acepta la hipótesis nula concluyendo que no existen diferencias significativas entre ambos métodos.

Tabla 22

Prueba t-Student entre las metodologías de MMPIGBCh y Skempton

Descripción	Prueba t-Student para la igualdad de medias			
	Sig.	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de error estándar
q adm Se asumen varianzas iguales	.081	4	.092	4.354
No se asumen varianzas iguales		2.13	.150	4.354

Fuente: elaboración propia.

4.5 DISCUSIÓN

Desde una perspectiva metodológica, el estudio realizado en esta investigación. El uso del ensayo de compresión triaxial UU para determinar los parámetros de resistencia al corte, como la cohesión y el ángulo de fricción, es una práctica ampliamente aceptada y respaldada por la literatura geotécnica. La aplicación del programa estadístico SPSS v22 para el análisis de los datos y la determinación de la varianza de los resultados es una estrategia adecuada que permite evaluar la confiabilidad y consistencia de los hallazgos. Desde el punto de vista geotécnico, los resultados obtenidos en esta investigación son de gran relevancia. El valor promedio de cohesión de 28.26 kPa y un ángulo de fricción



promedio de $\phi=0.297^\circ$ con una varianza de 0.079 que indica mínima dispersión de datos, Además se encuentra dentro del rango típico reportado por investigadores como Hoek & Bray (1991) para este tipo de suelos, Además se realizó un proceso exhaustivo de saturación de las muestras, logrando un valor de B de Skempton de 0.92. Este proceso es fundamental para obtener resultados representativos de las condiciones en estado crítico del suelo, en las que el ángulo de fricción tiende a cero, tal como lo indican diversos autores como Das (2012), Budhu (2011) y Bowles (1996). también cabe mencionar que investigadores locales como Laura (2016) en su tesis al evaluar suelos arcillosos de alta y baja plasticidad donde determina valores representativos de cohesión mediante ensayo de corte directo de $C_u=40$ kpa y $\phi=5.3^\circ$ así como otro investigador Condori (2022) en su tesis evalúa suelos tipo CH donde aplica 2 metodologías como triaxial UU y corte directo obteniendo los siguientes valores de $C_u=7.8$ kpa y $\phi=18.26^\circ$ y mediante la prueba triaxial $C_u=23.15$ kpa y $\phi=0^\circ$ así como también Siesquen (2022) en su investigación sobre la variación de la capacidad de carga mediante dos metodologías como triaxial que brinda $C_u=22.5$ kpa y $\phi=17.2^\circ$ y mediante corte directo brinda $C_u=24.09$ kpa y $\phi=13.45^\circ$ por lo tanto para obtener resultados representativos y en condiciones críticas se debe emplear siguiendo las recomendaciones de la ASTM D 2850 debido a que Siesquen (2022) indica que la prueba de corte directo brinda valores altos en relación al triaxial por lo que en esta tesis y como autores como Condori (2022), indican lo contrario, esto se debe a que Siesquen (2020) solo analiza en la condición natural mas no satura.

Respecto a las propiedades de los suelos como peso volumétrico, límites de consistencia, así como se ha descrito en la tabla 12 el suelo que está en contacto directo con la zapata sus características volumétricas tiene un promedio 16.90 kN/m³ y según la tabla 10. los LL son superiores a 60 y LP es superior a 18.11 y respecto a IP sus valores



superan el 40% por lo tanto según Das (2011) en su investigación sobre este tipo de suelos brinda los rangos para el peso volumétrico debe estar dentro de 16.5-20.0 kN/m³ así como el LL y LP sus rangos rondan 60-85 y 20-35 % respectivamente y un IP que debe estar 33-55% por lo tanto nuestros resultados están dentro de los rangos y también sus características volumétricas están en el rango

Respecto al criterio de toma de decisiones en la resistencia de suelos mediante la placa de carga tenemos 3 criterios con gran aceptación y lo cual es comparado con la capacidad admisible obtenido por Skempton en base a los parámetros obtenidos de la prueba triaxial UU según la ASTM D 2850 para suelos tipo CH que en nuestro caso después de haber analizado en los software SPSS v22 nos brinda una varianza 1.792 indica que existe poca dispersión de datos por tanto se toma el valor representativo de la capacidad admisible de $q_{adm}=88.05$ kpa por Skempton que está en función al C_u de triaxial UU y la capacidad por placa de carga se obtiene con los criterios de elección como se muestra en la tabla 18 donde el criterio ASTM 1194, Terzaghi & Peck y criterio del manual de monitoreo de ingeniería geotécnica .Beijing :China (2005) citado en Jian(2020) que brindan q_{adm} de 112.78 kpa, 137.33 kpa y 97.66 kpa respectivamente. al analizar mediante la prueba estadística de T de Student indica que entre Skempton y los criterios de Terzaghi y Peck y de ASTM D 1194 indica que existe diferencias significativas, pero en el caso del uso del criterio del manual de monitoreo de ingeniería geotécnica comparado con Skempton estadísticamente no existe diferencia significativa por tanto podemos indicar que esta metodología es de gran utilidad debido a los resultados obtenidos.

Respecto a tamaño de placa usado en esta investigación según Sultana & Dey (2019) al analizar la variación la presión admisible obtenido mediante placa de carga con



diferentes tamaños y formas concluye que no existe mucha variabilidad siempre y cuando cumpla las condiciones de homogeneidad del suelo, por lo tanto en esta investigación según las figuras 22 se observan homogeneidad dentro de las probetas analizadas así también se observa que su relación de esfuerzo desviador vs deformación resulta que bajo diferentes presiones de confinamiento su reacción para cada prueba tienen similares comportamientos como se observa en la figura 33. y según (马健 [Ma Jian], 2020) menciona que estas pruebas son muy fiables ya que al ser aplicadas in situ el suelo representa la condición real sin alteración de esfuerzos de confinamiento.



V. CONCLUSIONES

PRIMERA: Se determinó que existe una diferencia significativa al determinar la capacidad portante del suelo de la avenida libertad y el jirón 28 de agosto entre el ensayo triaxial UU y el método de placa de carga, utilizando la ecuación de la capacidad portante de Skempton que está en función de los parámetros que brinda la prueba triaxial UU y la capacidad portante que brinda la placa de carga que mediante 3 criterios se puede elegir .pero estadísticamente esta diferencia significativamente se comprobó con un valor p menor a 0.05 para el criterio de la ASTM D 1194 y Terzaghi & Peck comparado con Skempton lo cual evidencia que existe diferencia significativa en contraste, al comparar la capacidad admisible mediante Skempton usando el C_u de triaxial UU con el método de placa de carga según el criterio del manual de monitoreo de pruebas de ingeniería geotécnica de China citado en Jian (2020), se observó que no hay diferencia significativa, ya que el valor p resultante fue mayor a 0.05.

SEGUNDA: Se determinó a través de una exhaustiva evaluación de las características del suelo en la intersección de la avenida libertad y el jirón 28 de agosto, ubicada en la urbanización Santa Emilia de Juliaca. para ello, se realizaron tres calicatas a una profundidad de 2.50 metros, las cuales revelaron que el suelo presente en dicha área según SUCS es arcilla de alta plasticidad, así como se detalló en la tabla 10 y 12. estos hallazgos son consistentes con la hipótesis inicialmente planteada, confirmando así las suposiciones teóricas formuladas al inicio de la investigación.



TERCERA: Se estimó los parámetros de suelos para la avenida libertad y jirón 28 de agosto, Juliaca 2022 mediante la prueba triaxial UU una cohesión no drenada representativo para los suelos en análisis $C_u=28.26$ kpa y ángulo de fricción representativo de $\phi=0.297^\circ$ además se observa que respecto a la norma , E – 050, indica que para este tipo de suelos se debe considerar un valor cero pero en nuestra investigación se observa que mediante cálculos previos en el software SPSS v22 brinda una varianza de 0.25 lo cual muestra mínima dispersión esto se debe a que el suelo natural es muy complejo y no se puede considerar en la práctica que el suelo es con características iguales ya que es muy complejo siempre tiene una variación en sus propiedades .

CUARTA: Finalmente en esta tesis se determinó la capacidad portante admisible de los suelos en estudio mediante la ecuación de Skempton usando parámetros obtenidos en el ensayo triaxial es 88.05 kpa y mediante la placa de carga usando 3 diferentes criterio para estimar la capacidad portante como ASTM D 1194 ,Terzaghi & Peck y criterio del manual de monitoreo de ingeniería geotécnica de China valores de 112.78 kpa , 137.33 kpa y 97.66 kpa respectivamente por tanto en base a la estadística el criterio del manual que cita el investigador Ma Jian (2020) es el que mejores resultados cercanos nos brinda respecto a la capacidad admisible obtenido por Skempton usando parámetros obtenidos en la prueba triaxial UU.



VI. RECOMENDACIONES

PRIMERA: Se recomienda realizar investigaciones en otros tipos de suelo para así corroborar los criterios de la determinación de la capacidad portante y observar el comportamiento de los gráficos de esfuerzo vs deformación eso ayudaría a comprender la reacción de los diferentes tipos de suelos bajo diferentes cargas aplicadas

SEGUNDO: Se recomienda realizar investigaciones en este tipo de suelos pruebas de compresión simple in situ puesto que en esta investigación se ha corroborado que los suelos cohesivos en particular el tipo CH según SUCS no depende del esfuerzo de confinamiento ya que en esta tesis al variar los esfuerzos de 50 ,100 y 200 kpa de presión de confinamiento el suelo tiene similar reacción como se muestra en los gráficos de esfuerzos vs deformación por tanto un ensayo de compresión simple es posible aplicar en campo con el mismo equipo de prueba de placa de carga ya que este dispositivo es muy versátil e incluso su componentes son similares al de la prueba de compresión simple ..

TERCERO: Se recomienda brindar capacitaciones al personal del sector de la construcción para que mejoren sus capacidades de comprender el comportamiento mecánico de los suelos dicha metodología permite conocer el comportamiento del suelo de manera muy rápida mediante la relación de esfuerzo vs deformación y así también es posible calcular la capacidad admisible mediante 3 criterios ya mencionados en la tesis que de ellos elegimos el más conservador por razones de seguridad



CUARTO: por último este tipo de suelos cohesivos se debe verificar el asentamiento provocado por diferentes cargas debido a que estos suelos se toman tiempo en consolidarse así como se muestra en el anexo 6, 8, 9, 10, 11, 12, 13, y, 14 desde el diseño de zapatas en base a la capacidad admisible determinado con parámetros de C_u de triaxial y placa de carga así como el análisis de pruebas de consolidación unidimensional y en base a dichos análisis se verifica la influencia de diferentes cargas para determinar el asentamiento correspondiente e incluso el tiempo que conlleva en terminar la consolidación primaria.



VII. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS

- Alarcon, G., & Terán, J. (2019). *Variación de los parámetros de resistencia al corte con diferentes grados de saturación en suelos cohesivos en siete distritos de la región Lambayeque – Perú* [Tesis de Grado, Universidad de San Martín de Porres]. Repositorio Académico de la Universidad de San Martín de Porres. <https://hdl.handle.net/20.500.12727/6059>
- Arias, F. G. (2012). *El proyecto de investigación: Introducción a la metodología científica* (Sexta edición). EDITORIAL EPISTEME, C.A.
- ASTM D 1194. (1994). *Método de prueba estándar para determinar la capacidad de carga del suelo para cargas estáticas y zapatas extendidas*. <https://www.astm.org/d1194-94.html>
- ASTM D 2850. (1995). *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils* (D.S. 011-2006-VIVIENDA (2006-05-08) Reglamento Nacional de Edificaciones).
- Badillo, E. J. (2011). *Mecánica de suelos: Vol. Vol. 2*. Limusa.
- Barnard, H. F. T. (2019). The importance of plate load tests in geotechnical engineering practice. *17th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 345-350.
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design* (5. ed., internat. ed). McGraw-Hill.
- Budhu, M. (2011). *Soil mechanics and foundations* (3rd ed). Wiley.
- Campos, A., Vasquez, O., & Minaya, S. (2002, febrero). *Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica*. <https://www.cismid.uni.edu.pe/seminario-taller-de-mecanica-de-suelos-y-exploracion-geotecnica/>
- Coduto, D. P., Kitch, W. A., & Yeung, M. R. (2016). *Foundation design: Principles and practices* (3rd ed). Pearson.



- Condori, J. (2022). *Relación entre la resistencia drenada, obtenida del ensayo de corte directo, y resistencia no drenada, obtenida del ensayo de compresión triaxial de un suelo cohesivo* [Tesis de Grado, Universidad Nacional del Altiplano Puno]. Repositorio Institucional de la Universidad Nacional del Altiplano Puno. <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/20.500.14082/18004>
- Consoli, N. C., Schnaid, F., & Milititsky, J. (1998). Interpretation of Plate Load Tests on Residual Soil Site. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(9), 857-867. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:9\(857\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:9(857))
- Das, B. M. (Ed.). (2011). *Geotechnical engineering handbook*. Ross.
- Das, B. M. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (Séptima edición). Cengage Learning.
- E 0.50. (2018). *Norma Técnica E.050, Suelos y Cimentaciones* (01 diciembre del 2018). <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Guirales, Y. B., Brand, M. B., & Ángel, Á. M. (2013). *Variación de las Propiedades Mecánicas de Arcillas Alófanas en Colombia al Variar el Grado de Saturación*.
- Hernández, R., & Fernandez-Collado, C. F. (2014). *Metodología de la investigación* (P. Baptista Lucio, Ed.; Sexta edición). McGraw-Hill Education.
- Hoek, E., & Bray, J. W. (1991). *Manual de estabilidad de taludes*.
- INEI. (2021). *Crecimiento Económico en Auge*. Lima. <https://www.gob.pe/inei/>
- Jaramillo, M. (2019). *Capacidad admisible mediante los métodos de Terzagui y Meyerhof para diseño de cimentaciones, Recuay-Ancash* [Tesis de Grado, Universidad San Pedro]. Repositorio Institucional de la Universidad San Pedro. <http://repositorio.usanpedro.edu.pe/handle/USANPEDRO/14321>



- Lade, P. V. (2016). *Triaxial Testing of Soils* (First). John Wiley & Sons.
- 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* [Tesis de Grado, Universidad Nacional del Altiplano Puno]. Repositorio Institucional de la Universidad Nacional del Altiplano Puno. <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/20.500.14082/2158>
- Lipiński, M., & Wdowska, M. (2010). Saturation criteria for heavy overconsolidated cohesive soils. *Annals of Warsaw University of Life Sciences - SGGW. Land Reclamation*, 42(2). <https://doi.org/10.2478/v10060-008-0087-1>
- McCarthy, D. F. (2014). *Essentials of Soil Mechanics and Foundations: Basic Geotechnics*. Pearson.
- NTP 339.128. (2019). *SUELOS. Método de ensayo para el análisis granulométrico. 1ª Edición* (D.S. 011-2006-VIVIENDA (2006-05-08) Reglamento Nacional de Edificaciones).
- NTP 339.129. (2019). *SUELOS. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico, e índice de plasticidad de suelos. 1ª Edición* (D.S. 011-2006-VIVIENDA (2006-05-08) Reglamento Nacional de Edificaciones).
- NTP 339.131. (2019). *SUELOS. Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo. 1ª Edición* (D.S. 011-2006-VIVIENDA (2006-05-08) Reglamento Nacional de Edificaciones).
- NTP 339.134. (2019). *SUELOS. Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos, SUCS). 1ª Edición* (D.S. 011-2006-VIVIENDA (2006-05-08)).
- NTP 339.139. (2019). *SUELOS. Determinación del peso volumétrico de suelo cohesivo* (D.S. 011-2006-VIVIENDA (2006-05-08) Reglamento Nacional de Edificaciones).



- NTP 339.151. (2001). *SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos*. (D.S. 011-2006-VIVIENDA (2006-05-08) Reglamento Nacional de Edificaciones).
- NTP 339.153. (2001). *SUELOS. Método de ensayo normalizado para la capacidad portante del suelo por carga estática y para cimientos aislados* (D.S. 011-2006-VIVIENDA (2006-05-08) Reglamento Nacional de Edificaciones).
- NTP 339.164. (2001). *SUELOS. Método de ensayo normalizado de compresión triaxial no consolidado – no drenado para suelos cohesivos* (D.S. 011-2006-VIVIENDA (2006-05-08) Reglamento Nacional de Edificaciones).
- Parella, S., & Pestana, F. (2003). *Metodología de la investigación cuantitativa* (1. ed). Fondo Editorial de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador.
- Patel, A. (2019). Geotechnical investigation. En *Geotechnical Investigations and Improvement of Ground Conditions* (pp. 87-155). Elsevier.
<https://doi.org/10.1016/B978-0-12-817048-9.00009-3>
- Paula, D. C. de, Aguiar, M. F. P. de, Mendes, G. C. de M., & Oliveira, F. H. L. de. (2018). *Análise Comparativa de Resultados de Provas de Carga em Placa em Solo Colapsível Brasileiro em Condições Natural e Inundada*. 10.
- Peck, R. B., & Bryant, F. G. (1953). The Bearing-Capacity Failure Of The Transcona Elevator. *Géotechnique*, 3(5), 201-208.
<https://doi.org/10.1680/geot.1953.3.5.201>
- Pedrosa, I., Juarros-Basterretxea, J., Robles-Fernández, A., Basteiro, J., & García-Cueto, E. (2014). Pruebas de bondad de ajuste en distribuciones simétricas, ¿qué estadístico utilizar? *Universitas Psychologica*, 14(1), 245-254.
<https://doi.org/10.11144/Javeriana.upsy14-1.pbad>
- Ravindran, S., & Gratchev, I. (2022). Effect of Water Content on Apparent Cohesion of Soils from Landslide Sites. *Geotechnics*, 2(2), 385-394.
<https://doi.org/10.3390/geotechnics2020017>



- Salome, E. (2022). *Análisis Comparativo de las Teorías de Capacidad de Carga en Cimentaciones Superficiales, Cullpa Alta El Tambo – Huancayo 2021* [Tesis de Grado, Universidad Peruana Los Andes]. Repositorio Institucional de la Universidad Peruana Los Andes. <https://hdl.handle.net/20.500.12848/4121>
- Sarmiento, W. (2017). *Determinacion Indirecta de la Permeabilidad del Suelo mediante el ensayo Edometrico* [Tesis de Grado, Universidad del Azuay]. Repositorio Institucional de la Universidad del Azuay. <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/7333>
- Siesquen, K. (2022). *Análisis de la variación de la capacidad de carga mediante ensayos geotécnicos de corte directo y Triaxial, en la Urb. Monterrico VI Etapa, distrito de Chiclayo.* [Tesis de Grado, Universidad Tecnológica del Perú]. Repositorio Institucional de la Universidad Tecnológica del Perú. <https://hdl.handle.net/20.500.12867/6605>
- Steward, E. (2011). *Manual de Operacion de Equipo Triaxial marca ELE DS7.*
- Sultana, P., & Dey, A. K. (2019). Estimation of Ultimate Bearing Capacity of Footings on Soft Clay from Plate Load Test Data Considering Variability. *Indian Geotechnical Journal*, 49(2), 170-183. <https://doi.org/10.1007/s40098-018-0311-9>
- Supo, J., & Zacarias, H. (2024). *Metodologia de la Investigacion Cientifica:Niveles de Investigacion* (Cuarta Edicion). BIOESTADISTICO EEDU Eirl.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. Jhon Wiley & Sons, Ed.
- Transcona Museum (Director). (2014, noviembre 9). *History of the Transcona Grain Elevator*[video]. YouTube. <https://www.youtube.com/watch?v=Isk4kcFR1I4&t=263s>
- Ugarte, C. (2022). *Capacidad portante admisible del suelo para determinación dimensional de cimentaciones superficiales en la habilitación urbana Santa María, Puno 2022* [Tesis de Grado, Universidad César Vallejo]. Repositorio Digital Institucional de la Universidad César Vallejo. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/97889>



Warmate, T. (2014). Bearing Capacity Determination Using Plate Load Test in Calabar, South- Eastern Nigeria. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 19, 4577-4588.

马健 [Ma Jian]. (2020). 浅谈载荷试验中承压板和承载力的确定 [Introducción a la determinación de la placa de apoyo y la capacidad portante en las pruebas de carga]. *工程建设 [Ingeniería y construcción]*, 3(7), 38-40.
<https://doi.org/10.33142/ec.v3i7.2318>



ANEXOS

- ANEXO 1:** Constancia de ensayos de laboratorio
- ANEXO 2:** Propiedades físicas del suelo C-1, C-2, C-3
- ANEXO 3:** Granulometría, límites de consistencia, perfil estratigráfico
- ANEXO 4:** Ensayo de compresión triaxial UU
- ANEXO 5:** Resumen de cohesión no drenada Cu-triaxial (UU)
- ANEXO 6:** Diseño de Zapatas
- ANEXO 7:** Ensayo de placa de carga
- ANEXO 8:** Esfuerzos geostáticos en condición inicial
- ANEXO 9:** Influencia del incremento de esfuerzos por carga externa - triaxial UU
- ANEXO 10:** Influencia del incremento de esfuerzos por carga externa -placa de carga.
- ANEXO 11:** Prueba de consolidación Unidimensional
- ANEXO 12:** Asentamiento por diferentes cargas externas (Cu-prueba triaxial)
- ANEXO 13:** Asentamiento por diferentes cargas externas (q_{adm} de placa de carga)
- ANEXO 14:** Asentamiento por consolidación vs tiempo
- ANEXO 15:** Recomendaciones sobre el NAF (Nivel de aguas freáticas)
- ANEXO 16:** Fórmulas para asentamiento por consolidación
- ANEXO 17:** Transcona edificio de almacén de cereales
- ANEXO 18:** Panel fotográfico



DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD DE TESIS

Por el presente documento, Yo RENZO YANA SUCASACA,
identificado con DNI 46775271 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

INGENIERÍA CIVIL

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

" ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA CAPACIDAD PORTANTE MEDIANTE EL
ENSAYO TRIAXIAL Y EL ENSAYO DE PLACA DE LARGA DURADA DEL SUELO
DE AVENIDA LIBERTAD Y JIRÓN 28 DE AGOSTO, JULIO 2022 "

Es un tema original.

Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de incumplimiento de esta declaración, me someto a las disposiciones legales vigentes y a las sanciones correspondientes de igual forma me someto a las sanciones establecidas en las Directivas y otras normas internas, así como las que me alcancen del Código Civil y Normas Legales conexas por el incumplimiento del presente compromiso

Puno 05 de Julio del 2024

FIRMA (obligatoria)



Huella



AUTORIZACIÓN PARA EL DEPÓSITO DE TESIS O TRABAJO DE INVESTIGACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Por el presente documento, Yo RENZO YANA SUCASACA,
identificado con DNI 46795271 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

INGENIERÍA CIVIL

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

“ ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA CAPACIDAD PORTANTE MEDIANTE EL ENSAYO TRIAXIAL Y EL ENSAYO DE PLACA DE CARGA PARA EL SUELO DE AVENIDA LIBERTAD Y JIRÓN 28 DE AGOSTO, JULIO 2022 ”

para la obtención de Grado, Título Profesional o Segunda Especialidad.

Por medio del presente documento, afirmo y garantizo ser el legítimo, único y exclusivo titular de todos los derechos de propiedad intelectual sobre los documentos arriba mencionados, las obras, los contenidos, los productos y/o las creaciones en general (en adelante, los “Contenidos”) que serán incluidos en el repositorio institucional de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno.

También, doy seguridad de que los contenidos entregados se encuentran libres de toda contraseña, restricción o medida tecnológica de protección, con la finalidad de permitir que se puedan leer, descargar, reproducir, distribuir, imprimir, buscar y enlazar los textos completos, sin limitación alguna.

Autorizo a la Universidad Nacional del Altiplano de Puno a publicar los Contenidos en el Repositorio Institucional y, en consecuencia, en el Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto, sobre la base de lo establecido en la Ley N° 30035, sus normas reglamentarias, modificatorias, sustitutorias y conexas, y de acuerdo con las políticas de acceso abierto que la Universidad aplique en relación con sus Repositorios Institucionales. Autorizo expresamente toda consulta y uso de los Contenidos, por parte de cualquier persona, por el tiempo de duración de los derechos patrimoniales de autor y derechos conexos, a título gratuito y a nivel mundial.

En consecuencia, la Universidad tendrá la posibilidad de divulgar y difundir los Contenidos, de manera total o parcial, sin limitación alguna y sin derecho a pago de contraprestación, remuneración ni regalía alguna a favor mío; en los medios, canales y plataformas que la Universidad y/o el Estado de la República del Perú determinen, a nivel mundial, sin restricción geográfica alguna y de manera indefinida, pudiendo crear y/o extraer los metadatos sobre los Contenidos, e incluir los Contenidos en los índices y buscadores que estimen necesarios para promover su difusión.

Autorizo que los Contenidos sean puestos a disposición del público a través de la siguiente licencia:

Creative Commons Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional. Para ver una copia de esta licencia, visita: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

En señal de conformidad, suscribo el presente documento.

Puno 05 de JULIO del 2024

FIRMA (obligatoria)



Huella