



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y
ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

“Análisis Comparativo en la Determinación de la capacidad Portante del Suelo en base a la cohesión y el ángulo de fricción calculada por los ensayos de Penetración Estándar (SPT) in situ y Ensayo Triaxial en laboratorio en los terrenos de la A.P.V. sol Naciente en Alto Qosqo – San Sebastián - Cusco”

LINEA DE INVESTIGACION: Capacidad Portante del Suelo **Presentado por:**

Bach. Laura Cansaya José Luis

Bach. Ricalde Cotohuanca Smith Stiwarth **Para optar al Título**

Profesional de

Ingeniero Civil

Asesor: Mgt Ing. Eigner Román Villegas CUSCO – PERÚ

2022

i



Dedicatorias.

Dedico esta investigación de tesis a mis padres, Lucio Laura y Maximilina Cansaya quienes me orientan desde mi niñez hasta mi juventud, y por instruirme que todo se puede conseguir en esta vida con esmero y madurez. A mis hermanos por su apoyo y aliento moral.

A mi pareja y mi hijo, que son el pilar y motivo para continuar en esta tesis. quienes siempre me dieron fuerza para seguir adelante.

A todos aquellos que en las buenas y en las malas me apoyaron a culminar esta tesis.

Finalmente, a todos mis familiares por su apoyo incondicional y aliento en mis logros.

Bach. José Luis Laura Cansaya

Dedico esta tesis a mis padres, Wilbert Ricalde y Eva Cotohuanca, porque ellos son mi motor de superación personal, por todas las enseñanzas de vida, por su apoyo incondicional que me dieron y siguen dando, el fomentarme que todo en esta vida es posible si existe dedicación y responsabilidad. En especial a mi padre por estar en mis mejores y sobre todo peores momentos de mi vida brindándome su ayuda y apoyo.

A mis hermanos menores, quienes me apoyaron moralmente para culminar esta tesis lo más rápido posible y por hacer que quiera superarme cada vez más para así ser un ejemplo para ellos.

Finalmente, se lo dedico a mi enamorada, a mis amigos y conocidos por sus consejos y ánimos brindados para culminar este gran proyecto que es la tesis.

Bach. Smith Stiwarth Ricalde Cotohuanca

ii

Agradecimientos.

Le agradezco a nuestro señor Dios por guiarme en todo este largo camino lleno de retos,



su apoyo incondicional.

A la universidad, A mis profesores que con sus enseñanzas y conocimientos me he permitido conocer el campo en el que me visto inmerso lleno de oportunidades, y así mismo para lo que concierne la vida y mi futuro que serán de útiles en esta carrera.

Bach. José Luis Laura Cansaya

Agradezco a mis padres, por su sacrificio, por inculcarme principios y valores, sin ellos, no hubiera podido culminar de realizar la tesis.

A la universidad, a todos mis docentes por sus enseñanzas y conocimientos impartidos durante mi etapa universitaria que me ayudo a conocer y amar mi carrera profesional en la cual me desempeñare.

Bach. Smith Stiwarth Ricalde Cotohuanca

iii

Resumen.

El objetivo de la presente investigación es determinar la capacidad portante del suelo en base a los resultados de los parámetros de resistencia cohesión (c) y ángulo de fricción interna (Φ) obtenidos por el ensayo de penetración estándar (SPT) y el ensayo triaxial tipo (UU) en condición no consolidado no drenado las cuales se realizaron en los laboratorios acreditados de Mecánica de Suelos y Geotecnia. GEOIN Geotecnia & Ingenieros E.I.R.L (Ensayo triaxial - Puerto Maldonado) y GEOTEST Perú S.A.C (Ensayo de Penetración Estándar (SPT) - Cusco) cuyos resultados de estos ensayos fueron evaluados para encontrar la capacidad portante y admisible de dicho suelo usando la metodología que nos permita diferenciar los resultados en



en base a los resultados obtenidos por la presente tesis al momento de iniciar una construcción de una edificación para la población de la APV Sol Naciente en alto Qosqo San Sebastián - Cusco.

Los parámetros de resistencia al corte “c” y “ Φ ” se obtuvieron a partir de los esfuerzos principales mayor y menor del ensayo Triaxial no consolidado no drenado (UU) ajustados con el criterio de falla lineal de Mohr-Coulomb. La “c” resulto ligeramente mayor en el ensayo Triaxial que el valor obtenido en el ensayo Penetración Estándar (SPT) así mismo el “ Φ ” resulto

ser mayor en un aproximado de 54.94% de los 3 puntos de exploración, los resultados obtenidos de la capacidad admisible mediante las ecuaciones de TERZAGHI Y MERYERHOF resultaron valores altos por el método de Meyerhof, por ende, tomando los resultados obtenidos por el método de por **Terzagui** por ser el más conservador. Resultando para la calicata 1, $Q_{adm.} = \underline{6.71 \text{ kg/cm}^2}$ en el ensayo SPT y $Q_{adm.} = \underline{2.08 \text{ kg/cm}^2}$ en el ensayo Triaxial, para la calicata 2 $Q_{adm.} = \underline{3.79 \text{ kg/cm}^2}$ en el ensayo SPT y $Q_{adm.} = \underline{2.08 \text{ kg/cm}^2}$ en el ensayo Triaxial y finalmente para la calicata 3 un $Q_{adm.} = \underline{4.08 \text{ kg/cm}^2}$ para el ensayo SPT y $Q_{adm.} = \underline{2.18 \text{ kg/cm}^2}$ para el ensayo Triaxial, se encontró una diferencia significativa con respecto a los valores de “c” y “ Φ ”. Para el ensayo SPT en las calicatas la “c” = 0 kg/cm² y “ Φ ” = 32°, 29° y 30° respectivamente y para el ensayo Triaxial la “c” = 0.15; 0.18; 0.165 kg/cm² y “ Φ ” = 17°, 16° y 17°. Concluyendo que los resultados obtenidos por el ensayo Triaxial son más confiables que el ensayo de penetración estándar (SPT), porque son más precisos y no existe mucha diferencia de resultados obtenidos entre las calicatas estudiadas para el tipo de suelo analizado en la presente tesis.

Palabras clave: cohesión, ángulo de fricción interna, ensayo SPT, ensayo triaxial, y capacidad portante

iv

Abstract.

The objective of this research is to determine the bearing capacity of the soil based on the results of the parameters of resistance, cohesion (c) and internal friction angle (Φ) obtained by the standard penetration test (SPT) and the Triaxial type test. (UU) in unconsolidated condition not drained which were carried out in the accredited laboratories of Soil Mechanics and Geotechnics. GEOIN Geotecnia & Ingenieros EIRL (Triaxial Test - Puerto Maldonado)



tests were evaluated to find the bearing and admissible capacity of said soil using the methodology that allows us differentiate the results in relation to the parameters obtained in the tests, thus generating a greater degree of reliability based on the results obtained by this thesis at the time of starting a construction of a building for the population of the APV Sol Naciente in Alto Qosqo San Sebastian - Cusco.

The shear strength parameters " c " and " Φ " were obtained from the major and minor principal stresses of the unconsolidated undrained Triaxial test (UU) adjusted with the Mohr-Coulomb linear failure criterion. The " c " was slightly higher in the Triaxial test than the value obtained in the Standard Penetration test (SPT), likewise the " Φ " was found to be greater in an approximate of 54.94% of the 3 exploration points, the results obtained from the Admissible capacity using the TERZAGHI and MERYERHOF equations resulted in high values by the Meyerhof method, therefore, taking the results obtained by Terzagui's method as it is the most conservative. Resulting for pit 1, $Q_{adm.} = 6.71 \text{ kg / cm}^2$ in the SPT and $Q_{adm.} = 2.08 \text{ kg / cm}^2$ in the Triaxial test, for the 2 $Q_{adm.}$ test pit. $= 3.79 \text{ kg / cm}^2$ in the SPT and $Q_{adm.} = 2.08 \text{ kg / cm}^2$ in the Triaxial test and finally a $Q_{adm.}$ for test pit 3. $= 4.08 \text{ kg / cm}^2$ for the SPT and $Q_{adm.} = 2.18 \text{ kg / cm}^2$ for the Triaxial test, a significant difference was found with respect to the values of " c " and " Φ ". For the SPT test in the pits the " c " $= 0 \text{ kg / cm}^2$ and " Φ " $= 32^\circ, 29^\circ$ and 30° respectively and for the Triaxial test the " c " $= 0.15; 0.18; 0.165 \text{ kg / cm}^2$ and " Φ " $= 17^\circ, 16^\circ$ and 17° . Concluding that the results obtained by the Triaxial test are more reliable than the standard penetration test (SPT), because they are more precise and there is not much difference in the results obtained between the test pits studied for the type of soil studied in this thesis.

Keywords: cohesion, internal friction angle, SPT test, Triaxial test, and bearing capacity.

v

Introducción

En el presente se está viviendo el apogeo de la construcción, debido al crecimiento poblacional sin embargo, en muchos casos estas edificaciones no están diseñadas bajo un criterio técnico de un profesional llamado como "Ingeniero Civil" u "Ingeniero Geotécnico" es primordial que las cimentaciones deben ser diseñadas de acuerdo a los resultados de un estudio de mecánica de suelos que nos muestren las propiedades reales del terreno donde se ejecutara una obra,



cualquier desastre natural. Por lo tanto, un adecuado estudio de mecánica de suelos nos ayuda a reducir costos en la ejecución de la obra por el adecuado diseño de las cimentaciones, nos ayuda a reducir los riesgos, como también a prevenir los accidentes, desgracias y tragedias que podría generar un desastre natural. La resistencia de un suelo a sufrir una falla o anomalía es necesaria para analizar diferentes aspectos Geotécnicos y cuyo propósito final es la de un correcto diseño de las cimentaciones, como el cálculo de la estabilidad de estructuras de contención y la evaluación de estabilidad de taludes. Existen diferentes tipos de ensayos. En esta presente tesis se optó por el ensayo in situ, ensayo de Penetración Estándar (SPT), y en el de laboratorio se optó por el ensayo triaxial no consolidado no drenado (UU), donde se determinará los parámetros de resistencia mecánicos que son cohesión (c) y ángulo de fricción interna (Φ) en especímenes inalterados. Una de las ventajas al realizar el ensayo triaxial es que es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia al cortante en muestras cilíndricas, donde estas se deben mantener inalteradas desde la extracción del suelo in situ para obtener correctamente sus propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural, en la mayoría de los casos es recomendable aplicarse solamente en suelos cohesivos o suelos granulares finos. De esta manera se lleva a cabo nuestro estudio los cuáles se verán reflejadas en los resultados finales llegando así a diferentes conclusiones significativas para esta investigación.

vi

INDICE

Dedicatorias.....	i
Agradecimientos.....	ii
Resumen.....	iii
Abstract.	iv
Introducción	
v Capítulo I: Planteamiento del problema.....	
1 1. Identificación del problema.	1
1.1.1. Descripción del problema.....	
1 1.1.1.1. Ubicación Geográfica.	2



1.1.2. Formulación interrogativa del problema.	
3 1.1.3. Formulación interrogativa del problema general.	3
1.1.4. Formulación interrogativa del problema específicos.	3
1.3. Justificación e Importancia de la investigación.....	3
1.3.1. Justificación técnica.	3
1.3.2. Justificación social.	4
1.3.3. Justificación por viabilidad.	4
1.3.4. Justificación por relevancia.....	5
1.4. Limitaciones de investigación.....	5
1.5. Objetivo de la investigación.....	6
1.5.1. Objetivo General.	6
1.5.2. Objetivos Específicos.....	6
Capítulo II: Marco Teórico	6
2.1. Antecedentes de la tesis o investigación actual.....	6
2.1.1. Antecedentes a Nivel nacional.	6
2.2.2. Antecedentes a Nivel Internacional.....	8
2.2. Aspectos Teóricos pertinentes.....	9
2.2.1. Tipos de cimentación.	9
2.1.1.1. Zapatas aisladas o individuales.	9
2.1.1.2. Zapatas corridas o continuas.	10
2.1.1.3. Losas de cimentación.	10
2.1.1.4. Pilotes de cimentación.....	11
2.1.1.5. Pilas de cimentación.....	11
2.2.1. Cimentaciones superficiales.....	12
2.2.2. Metodologías de cálculo de cimentaciones superficiales.....	16
2.2.2.1. Criterios para la elección de ecuaciones:	16
2.2.2.1.1. Teoría de Terzaghi	17
2.2.2.1.2. Teoría de Meyerhof.....	25
2.2.2.1.3. Teoría de B. Hansen	30
2.2.2.1.4. Teoría de Prandtl	



Skempton	36	2.2.3. Ensayo de penetración estándar (SPT).....	37	2.2.3.1. Principio del método.	38	2.2.3.2. Procedimiento de Perforación	38
2.2.3.3. Aparatos	39	2.2.3.4. Procedimiento de muestreo y ensayo	42	2.2.3.5. Correlaciones para N_{60} en suelo cohesivo	46	2.2.4. Ensayo Triaxial	47
2.2.4.1. Descripción del ensayo.....	48	2.2.4.2. Tipos de prueba triaxial.....	50	2.2.4.2.1. Prueba consolidada-drenada o prueba drenada (prueba CD).....	50	2.2.4.2.2. Prueba consolidada-no drenada (prueba CU).....	52
2.2.4.2.3. Método de ensayo normalizado de compresión triaxial no consolidado – no drenado para suelos cohesivos NPT 339.164:2001.....	54	2.2.4.3. Criterios de Falla de Mohr-Coulomb	60	2.2.5. Ensayo De Materiales.....	63	2.2.5.1. Análisis granulométrico de suelos por tamizado MTC e 107-2000.....	63
Determinación del límite líquido de los suelos MTC E-110 – 2000.....	67	2.2.7. Determinación del límite plástico e índice de plasticidad MTC e 111 – 2000	70	2.2.8. Clasificación de Suelos	72	2.2.8.1. Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (Sucs).....	72
Hipótesis.....	75	2.3. Hipótesis General	75	2.3.2. Sub Hipótesis.....	75	2.4. Definición de Variables.....	75
2.4.1. Variables Independientes	75	2.4.1.1. Capacidad Portante.....	75	2.4.2. Variables Dependientes.....	75	2.4.2.1.	



2.4.2.2. Ensayo Triaxial			
76 2.4.3. Cuadro de operacionalización de variables.....			
77	Capítulo		III:
Metodología.....		78	3.1.
Metodología de la Investigación.			78
3.1.1. Enfoque de la Investigación			
78	3.1.2. Nivel o alcance de la investigación		
.....		78	3.1.3. Método de la investigación.
.....		78	3.2. Diseño de la
investigación.....		79	3.2.1. Diseño
Metodológico.		79	3.2.2.
Diseño de Ingeniería.....		80	3.3.
Población y muestra			81
3.3.1. Población.....			81
3.3.1.1. Descripción de la población.			
81	3.3.1.2. Cuantificación de la población.....		
81			3.3.2.
Muestra.....			81
3.3.2.1. Descripción de la muestra.			
81	3.3.2.2. Cuantificación de la muestra.		
.....		81	3.3.2.3. Método de
Muestreo.....		82	3.3.2.4. Criterios
de Evaluación de muestra.....		82	3.3.3. Criterios
de Inclusión.		82	3.4.
Instrumentos.....			82
3.4.1. Instrumentos metodológicos o instrumentos de recolección de datos.			
83	3.4.2. Instrumentos de Ingeniería		
.....		89	3.4.2.1. Tamices ASTM
.....		89	3.4.2.2. Equipo
Tamizador.....		89	3.4.2.3.
Cuchara de Casagrande			90
3.4.2.4. Horno.....			
90	3.4.2.5. Balanza		
.....		91	3.4.2.6. Vidrio



Recipientes metálicos..... 92

3.4.2.8. Equipo SPT 92

3.4.2.9. Equipo Triaxial..... 92

3.5. Proceso y Recolección de Datos. 93

3.5.1.2. Procedimiento..... 94

3.5.2. Ensayo Triaxial 116

3.5.2.1. Instrumentos utilizados 116

3.5.2.2. Procedimiento..... 116

3.5.3. Ensayo de Análisis granulométrico..... 134

3.5.3.1. Instrumentos utilizados 134

3.5.3.2. Procedimiento..... 134

3.5.4. Ensayo de Limites de Consistencia (Limite Liquido y Limite Plástico)..... 146

3.5.4.1. Instrumentos utilizados 146

3.5.4.2. Procedimiento..... 147

3.6. Procedimientos de análisis de datos..... 157

3.6.1. Ensayo de penetración estándar (SPT) in situ..... 157

3.6.1.1. Procesamiento o cálculos de la prueba..... 157

3.6.2. Análisis granulométrico de la muestra. 170

3.6.2.1. Procedimiento o cálculos de la prueba..... 170

3.6.2.2. Diagramas y tablas de interpretación. 170

3.6.3. Ensayo para determinar el límite líquido mtc e-110 – 2000 180

3.6.3.1. Procesamiento o cálculos de la prueba..... 180

3.6.3.2. Diagramas y tablas de interpretación 180

3.6.4. Clasificación de suelos por el método SUCS..... 184

3.6.4.1. Procedimiento o cálculos de la prueba..... 184

3.6.4.2. Diagramas y tablas de interpretación. 184

3.6.5. Ensayo de compresión triaxial ASTM - D2850-15. no consolidado no drenado (UU)188

3.6.5.1.



Diagramas y tablas de interpretación.	188
Capitulo IV: Resultados.....	206
Capitulo V: Discusiones.....	210
Glosario	
212	Conclusiones
.....	214
Recomendaciones.....	216
Anexos.....	219
	x

FIGURAS

Figura 1. <i>Ubicación Espacial</i>	2
Figura 2. <i>Imagen De Acceso</i>	
2	Figura 3. <i>Zapata aislada</i>
.....	9
Figura 4. <i>Zapata corrida</i>	10
Figura 5. <i>Losa de cimentación</i>	10
Figura 6. <i>Pilote de cimentación</i>	11
Figura 7. <i>Pila de cimentación</i>	12
Figura 8. <i>Relación entre intensidad de la carga y asentamiento de una zapata sobre suelo denso o compactado (C₁) y sobre suelo suelto o blando (C₂)</i>	13
Figura 9. <i>Falla por corte general</i>	14
Figura 10. <i>Falla por punzonamiento</i>	14
Figura 11. <i>Falla por corte local</i>	15
Figura 12. <i>Naturaleza de la falla por capacidad de carga del suelo</i>	16
Figura 13. <i>Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida continua</i>	18
Figura 14. <i>Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi</i>	22
Figura 15. <i>Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freático</i>	25
Figura 16. <i>Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof</i>	26
Figura 17. <i>Cimentación superficial con base rugosa</i>	27
Figura 18. <i>Interacción suelo-cimiento para las ecuaciones de capacidad portante</i>	27
Figura 19. <i>Carga aplicada inclinada y excéntrica</i>	32
Figura 20. <i>Solución de Prandtl</i>	35
Figura 21. <i>Influencia de la profundidad de desplante en el valor de N, en suelos puramente</i>	



Figura 22. Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos 37

Figura 23. Definiciones del número de vueltas de la soga y el sentido de giro..... 40

Figura 24. Muestreador de tubo partido..... 41

Figura 25. Se observa el armado del equipo de Penetración Estándar (SPT) en el primer punto a incursionar en la A.P.V. Sol Naciente..... 42

Figura 26. Se observa la colocación del martillo y el yunque del equipo de Penetración Estándar (SPT) en el primer punto a incursionar en la A.P.V. Sol Naciente..... 42

Figura 27. Diagrama de un equipo de prueba triaxial 49

Figura 28. Prueba triaxial consolidada-drenada..... 51

Figura 29. Prueba triaxial consolidada-no drenada..... 53

xi

Figura 30. Envolvente de falla de Mohr..... 62

Figura 31. Prueba consolidada drenada..... 62

Figura 32. Prueba consolidada no drenada..... 63

Figura 33. Prueba no consolidada no drenada..... 63

Figura 34. Se observa tamizadora mecánica 64

Figura 35. Se observa las mallas tamizadoras..... 65

Figura 36. Se observa la estufa 65

Figura 37. Cuchara de casa grande..... 67

Figura 38. Acalanador 68

Figura 39. Se muestra el antes y el después del ensayo 68

Figura 40. Gráfica de plasticidad 73

Figura 41. Diagrama de diseño de ingeniería 80

Figura 42. Serie de tamices. 89

Figura 43. Agitador mecánico de tamices..... 89

Figura 44. Cuchara de Casagrande..... 90

Figura 45. Horno eléctrico..... 90

Figura 46. Balanza electrónica. 91

Figura 47. Vidrio esmerilado 91

Figura 48. Recipientes metálicos..... 92

Equipo SPT.



triaxial..... 93

Figura 51. Se observa el armado del equipo de Penetración Estándar (SPT) en el primer punto a incursionar en la A.P.V. Sol

Naciente..... 94

Figura 52. Se observa algunos accesorios del equipo de Penetración Estándar (SPT) en el primer punto a incursionar en la A.P.V. Sol Naciente..... 95

Figura 53. Se observa la excavación a 0.70 m antes de iniciar con el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer punto a incursionar en la A.P.V. Sol Naciente. 95

Figura 54. Se observa la primera penetración del cono de peck en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 96

Figura 55. Se observa la profundidad de la primera perforación de la toma muestra en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 96

Figura 56. Se observa la primera muestra de suelo obtenida por el toma muestra en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 96

Figura 57. Se observa la segunda penetración del cono de peck en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 97

xii

Figura 58. Se observa el retiro del cono de peck de la segunda penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente..... 97

Figura 59. Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la segunda penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 98

Figura 60. Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la tercera penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 98

Figura 61. Se observa la tercera penetración de la toma muestra en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 99

Figura 62. Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la cuarta penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 99

Figura 63. Se observa la quinta penetración de la toma muestra y la demarcación a cada 15 cm para el conteo de golpes, en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 100

Figura 64. Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la quinta penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 100

Figura 65. Se observa la sexta penetración del cono de peck en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 101

Figura 66. Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la sexta penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el primer sondeo en la



Figura 67. <i>Se observa el armado del equipo de Penetración Estándar (SPT) en el segundo punto a incursionar en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	102
Figura 68. <i>Se observa la excavación realizada antes de iniciar con el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el segundo punto a incursionar en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	102
Figura 69. <i>Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la primera penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el segundo sondeo en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	103
Figura 70. <i>Se observa la segunda penetración de la toma muestra en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el segundo sondeo en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	103
Figura 71. <i>Se observa la segunda muestra de suelo obtenida por el toma muestra en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el segundo sondeo en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	104
Figura 72. <i>Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la segunda penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el segundo sondeo en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	104
Figura 73. <i>Se observa la tercera penetración de la toma muestra en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el segundo sondeo en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	105
	xiii
Figura 74. <i>Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la tercera penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el segundo sondeo en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	105
Figura 75. <i>Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la cuarta penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el segundo sondeo en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	106
Figura 76. <i>Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la quinta penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el segundo sondeo en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	106
Figura 77. <i>Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la sexta penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el segundo sondeo en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	107
Figura 78. <i>Se muestra la profundidad lograda con el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el segundo sondeo en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	107
Figura 79. <i>Se observa el armado del equipo de Penetración Estándar (SPT) en el tercer punto a incursionar en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	108
Figura 80. <i>Se observa la excavación realizada antes de iniciar con el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el tercer punto a incursionar en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	108
Figura 81. <i>Se observa la primera penetración de la toma muestra en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el tercer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	109
Figura 82. <i>Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la primera penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el tercer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	109



la segunda penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el tercer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 110

Figura 84. Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la tercera penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el tercer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 110

Figura 85. Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la cuarta penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el tercer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 111

Figura 86. Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la quinta penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el tercer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 111

Figura 87. Se observa la profundidad y la muestra de suelo obtenida por el toma muestra en la sexta penetración en el ensayo de Penetración Estándar (SPT), en el tercer sondeo en la A.P.V. Sol Naciente. 112

Figura 88. Se observa la profundidad de la calicata realizada con maquinaria en uno de los puntos en la A.P.V. Sol Naciente..... 116

xiv

Figura 89. Se observa algunas de las muestras inalteradas extraídas de la calicata realizada con maquinaria en uno de los puntos en la A.P.V. Sol Naciente 117

..... 117

Figura 90. Se observa la profundidad de la calicata realizada con maquinaria en otro de los puntos en la A.P.V. Sol Naciente..... 117

Figura 91. Se observa las muestras inalteradas obtenidas de la calicata realizada en uno de los puntos en la A.P.V. Sol Naciente..... 118

Figura 92. Se observa el moldeo de las muestras. 119

Figura 93. Se observa todas las muestras moldeadas, listas para realizar el ensayo triaxial.

.....
119

Figura 94. Se observa el equipo triaxial y las muestras moldeadas antes de empezar el ensayo triaxial. 120

Figura 95. Se observa el colocado de la membrana de jebe y el colocado de los anillos para sellar las tapas. 120

Figura 96. Se observa el ensamblaje de la cámara triaxial..... 121

Figura 97. Se observa el llenado de liquido de confinamiento en la cámara triaxial. 121

Figura 98. Se observa el dispositivo de mantenimiento y medición de presión..... 122

Figura 99. Se observa la toma de datos de las deformaciones generadas por la carga axial que se aplica a la muestra 01 – C1.....

123



Figura 101. <i>Se observa la aplicación de la presión a la cámara de 0.1 MPa.</i>	124
Figura 102. <i>Se observa la toma de datos de las deformaciones generadas por la carga axial que se aplica a la muestra 02 – C1.</i>	124
Figura 103. <i>Se observa el retiro de la cámara triaxial al fallar la muestra 02 – C1.</i>	125
Figura 104. <i>Se observa la falla de la muestra 02 – C1.....</i>	125
Figura 105. <i>Se observa el pesaje de muestra 02 – C1 para realizar hallar el contenido de humedad.</i>	126
Figura 106. <i>Se observa el llenado de líquido de confinamiento en la cámara triaxial para el ensayo de la muestra 03 – C1.</i>	126
Figura 107. <i>Se observa el retiro de la membrana de jebe al fallar la muestra 03 – C1.....</i>	127
Figura 108. <i>Se observa la falla de la muestra 03 – C1.....</i>	127
Figura 109. <i>Se muestra calicata realizada manualmente por tesisistas en uno de los puntos en la A.P.V. Sol Naciente.</i>	134
Figura 110. <i>Se muestra los instrumentos utilizados en el ensayo de análisis granulométrico.</i>	135
Figura 111. <i>Se observa el colocado de la muestra en recipientes metálicos antes de ser lavados.</i>	135
	xv
Figura 112. <i>Se observa el colocado de la muestra retenida en la malla N° 200 en el horno.</i>	136
Figura 113. <i>Se observa todos los instrumentos a usarse en los ensayos de limite líquido y limite plástico.</i>	147
Figura 114. <i>Se observa el peso de la muestra a usarse en el ensayo de limite líquido.</i>	147
Figura 115. <i>Se observa la preparación del suelo.....</i>	148
Figura 116. <i>Se observa la colocación de la mezcla en la Cuchara de Casagrande.</i>	148
Figura 117. <i>Se muestra el pesaje de la muestra.....</i>	149
Figura 118. <i>Se observa el moldeo de la muestra en forma de elipsoide.....</i>	149
Figura 119. <i>Se observa el desmoronamiento de la muestra sobre el vidrio esmerilado.</i>	150

TABLAS



17 **Tabla 2:** *Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi*

21 **Tabla 3:** *Presiones admisibles recomendables en arcillas*

23 **Tabla 4:** *Resistencia a la penetración en arenas.*

38 **Tabla 5:** *Propiedades comunes de Suelos Granulares, no cohesivos.*
..... 44 **Tabla 6:** *Variación de* ♦♦♦♦♦
..... 45 **Tabla 7:** *Variación de*
♦♦♦♦♦..... 46 **Tabla 8:**
Variación de ♦♦♦♦♦ 46

Tabla 9: *Variación de* ♦♦♦♦♦ 46 **Tabla 10:**
Correlación aproximada entre IC, N₆₀ y q_u 47 **Tabla 11:**
Tamaño máximo de las partículas..... 66 **Tabla 12:**
Precisión de un operador..... 71 **Tabla 13:**
Sistema de Clasificación de suelos (Sucs)..... 72 **Tabla 14:**
Sistema Unificado de Clasificación..... 74 **Tabla 15:**
Cuadro de operacionalización de variables..... 77 **Tabla 16:**
Formato de Recolección de datos para el ensayo de penetración estándar (SPT),84 **Tabla 17:**
Formato de Recolección de datos para el ensayo de granulometría del suelo. 85 **Tabla 18:**
Formato de Recolección de datos para el ensayo de limite plástico..... 86

Tabla 19: *Formato de Recolección de datos para el ensayo de clasificación de suelos (METODO SUCS).* 87

Tabla 20: *Formato de Recolección de datos para el ensayo triaxial.* 88

Tabla 21: *Toma de datos en el ensayo de penetración estándar (SPT), primer sondeo*..... 113

Tabla 22: *Toma de datos en el ensayo de penetración estándar (SPT), segundo sondeo.* ... 114

Tabla 23: *Toma de datos en el ensayo de penetración estándar (SPT), tercer sondeo.* 115

Tabla 25: *Toma de datos en el ensayo triaxial, muestra 02 – C1*..... 129

Tabla 26: *Toma de datos en el ensayo triaxial, muestra 03 – C1*..... 130

Tabla 27: *Toma de datos en el ensayo triaxial, muestra 01 – C2*..... 131

Tabla 28: *Toma de datos en el ensayo triaxial, muestra 02 – C2*..... 132

Tabla 29: *Toma de datos en el ensayo triaxial, muestra 03 – C1*..... 133

Tabla 30: *Toma de datos en el ensayo de análisis granulométrico, muestra 01 – C1*..... 137

Tabla 31: *Toma de datos en el ensayo de análisis granulométrico, muestra 02 – C1*..... 138

Tabla 32: *Toma de datos en el ensayo de análisis granulométrico, muestra 03 – C1*..... 139

Tabla 33: *Toma de datos en el ensayo de análisis granulométrico, muestra 01 – C2*..... 140



Tabla 34: Toma de datos en el ensayo de análisis granulométrico, muestra 02 – C2.....	141
Tabla 35: Toma de datos en el ensayo de análisis granulométrico, muestra 03 – C2.....	142
Tabla 36: Toma de datos en el ensayo de análisis granulométrico, muestra 01 – C3.....	143
Tabla 37: Toma de datos en el ensayo de análisis granulométrico, muestra 02 – C3.....	144
Tabla 38: Toma de datos en el ensayo de análisis granulométrico, muestra 03 – C3.....	145
Tabla 39: Toma de datos en el ensayo de límites de consistencia, muestra 01 – C1.....	151
Tabla 40: Toma de datos en el ensayo de límites de consistencia, muestra 02 – C2.....	152
Tabla 41: Toma de datos en el ensayo de límites de consistencia, muestra 03 – C3.....	153
Tabla 42: Toma de datos para la clasificación de suelos (SUCS) en la calicata 01 (C1)....	154
Tabla 43: Toma de datos para la clasificación de suelos (SUCS) en la calicata 02 (C2)....	155
Tabla 44: Toma de datos para la clasificación de suelos (SUCS) en la calicata 03 (C3)....	156
Tabla 45: Calculo del N_{spt60} y ángulo de fricción del sondeo N°1	158
Tabla 46: Grafico de profundidad y N_{spt} v/s N_{spt60}	159
Tabla 47: Calculo de la capacidad de carga: Método de Terzaghi SPT-1.....	160
Tabla 48: Calculo de la capacidad de carga: Método de Meyerhof SPT-1.....	161
Tabla 49: Calculo del N_{spt60} y ángulo de fricción del sondeo N°2	162
Tabla 50: Grafico de profundidad y N_{spt} v/s N_{spt60}	163
Tabla 51: Calculo de la capacidad de carga: Método de Terzaghi SPT-2.....	164
Tabla 52: Calculo de la capacidad de carga: Método de Meyerhof SPT-2.....	165
Tabla 53: Calculo del N_{spt60} y ángulo de fricción del sondeo N°3	166
Tabla 54: Grafico de profundidad y N_{spt} v/s N_{spt60}	167
Tabla 55: Calculo de la capacidad de carga: Método de Terzaghi SPT-3.....	168
Tabla 56: Calculo de la capacidad de carga: Método de Meyerhof SPT-3.....	169
Tabla 57: Análisis granulométrico de la muestra 01 – C1.....	171
Tabla 58: Análisis granulométrico de la muestra 02 – C1.....	172
Tabla 59: Análisis granulométrico de la muestra 03 – C1.....	173
Tabla 60: Análisis granulométrico de la muestra 01 – C2.....	174
Tabla 61: Análisis granulométrico de la muestra 02 – C2.....	175
Tabla 62: Análisis granulométrico de la muestra 03 – C2	176
Tabla 63: Análisis granulométrico de la muestra 01 – C3.....	177
Tabla 64: Análisis granulométrico de la muestra 02 – C3.....	178
Tabla 65: Análisis granulométrico de la muestra 03 – C3.....	179
Tabla 66: Límites de consistencia en la calicata 1 (C1)	181
Tabla 67: Límites de consistencia en la calicata 2 (C2)	182



Tabla 68: *Limites de consistencia en la calicata 3 (C3)*
183

Tabla 69: *Clasificación del suelo por el método SUCS para la calicata 1 (C1)*
185

Tabla 70: *Clasificación del suelo por el método SUCS para la calicata 2 (C2)*
186

Tabla 71: *Clasificación del suelo por el método SUCS para la calicata 3 (C3)*.....
187

Tabla 72: *Ensayo de compresión triaxial (UU), espécimen 1, calicata 1 (C1), $\sigma = 0.25$ Kg/Cm²*
.....
189

Tabla 73: *Ensayo de compresión triaxial (UU), espécimen 2, calicata 1 (C1), $\sigma = 0.50$ Kg/Cm²*
.....
190

Tabla 74: *Ensayo de compresión triaxial (UU), espécimen 3, calicata 1 (C1), $\sigma = 1.00$ Kg/Cm²*
.....
191

Tabla 75: *Curva de esfuerzo v/s deformación en la calicata 1 (C1)*..... 192

Tabla 76: *Circulo de Mohr en la calicata 1 (C1)*..... 193

Tabla 77: *Peso Especifico de las muestras de la calicata 1 (C1)*..... 194

Tabla 78: *Calculo de la capacidad portante por el método de Terzaghi con los datos del triaxial para la calicata 1 (C1)*..... 195

Tabla 79: *Calculo de la capacidad portante por el método de Meyerhof con los datos del triaxial para la calicata 1 (C1)* 196

Tabla 80: *Ensayo de compresión triaxial (UU), espécimen 1, calicata 2 (C2), $\sigma = 0.25$ Kg/Cm²*
.....
197

Tabla 81: *Ensayo de compresión triaxial (UU), espécimen 2, calicata 2 (C2), $\sigma = 0.50$ Kg/Cm²*
.....
198

Tabla 82: *Ensayo de compresión triaxial (UU), espécimen 3, calicata 2 (C2), $\sigma = 1.00$ Kg/Cm²*
.....
199

Tabla 83: *Curva de esfuerzo v/s deformación en la calicata 2 (C2)*..... 200

Tabla 84: *Circulo de Mohr en la calicata 2 (C2)*..... 201

Tabla 85: *Peso Especifico de las muestras de la calicata 2 (C2)*..... 202



triaxial para la calicata 2

(C2)..... 203

Tabla 87: *Calculo de la capacidad portante por el método de Meyerhof con los datos del triaxial para la calicata 2 (C2) 204*

Tabla 88: *Calculo de la capacidad portante por el método de Terzaghi con los datos del triaxial para la calicata 3*

(C3)..... 205

Tabla 89: *Calculo de la capacidad portante por el método de Meyerhof con los datos del triaxial para la calicata 2 (C2) 206*

Tabla 90: *Resumen de resultados..... 210*

1

Capítulo I: Planteamiento del problema

1. Identificación del problema.

1.1.1. Descripción del problema.

Uno de los factores de esta problemática es el crecimiento de la población en las zonas marginales del distrito de San Sebastián, que provienen de diferentes provincias y comunidades de nuestra región buscando una mejor calidad de vida, ello ha llevado al incremento desmedido de viviendas en zonas de riesgo (laderas y quebradas), sin tener en consideración el Plan de Ordenamiento de Habitación Urbana en las Asociaciones Pro-Viviendas A.P.V. (s) que están ubicadas en la parte alta del distrito de San Sebastián y entre ellas la zona de Alto Qosqo específicamente el A.P.V. Sol Naciente donde realizaremos los estudios comparativos

pertinentes. En la zona de Alto Qosqo la gran mayoría de las viviendas han sido construidas por los propios pobladores sin ninguna norma técnica, haciéndolas más vulnerables ante cualquier riesgo (aluviones, deslizamientos, inundaciones, etc.) y en su mayoría son de adobe por ser considerado un material de construcción favorable con relación al precio y a su accesibilidad. Estas construcciones reflejan una alta vulnerabilidad estructural, ya que los pobladores no toman en cuenta algunos requerimientos básicos para construir una vivienda segura, como saber si está en una zona del riesgo, si el tipo de suelo es apropiado, si está inscrito en Registros Públicos o si cuenta con habitación urbana, se tiene conocimiento que dicha APV desde el 10 de julio del 2017 la Sub Gerencia de Habitaciones Urbanas aprobó la modificación y ampliación de la habitación urbana en vía de regulación de algunos predios como Puyoc Ttancarsayac ubicada en la A.P.V. Sol Naciente, en la actualidad la A.P.V. sol



En la actualidad no se tienen estudios de suelo de la capacidad portante en las A.P.V(s). de Alto Qosqo en específico la A.P.V. Sol Naciente por ende realizaremos los ensayos geotécnicos comparativos tales como el ensayo de Penetración Estándar (SPT) y ensayo Triaxial, con la finalidad de evitar deficiencias que se considera como futuros problemas tales como derrumbes, asentamientos del cuerpo estructural por ende es imprescindible obtener los datos de la capacidad portante del suelo a fin de tener mayor seguridad en el futuro.

2

1.1.1.1. Ubicación Geográfica.

Región: Cusco

Provincia: Cusco

Distrito: San Sebastián

Asociación pro vivienda: Sol Naciente

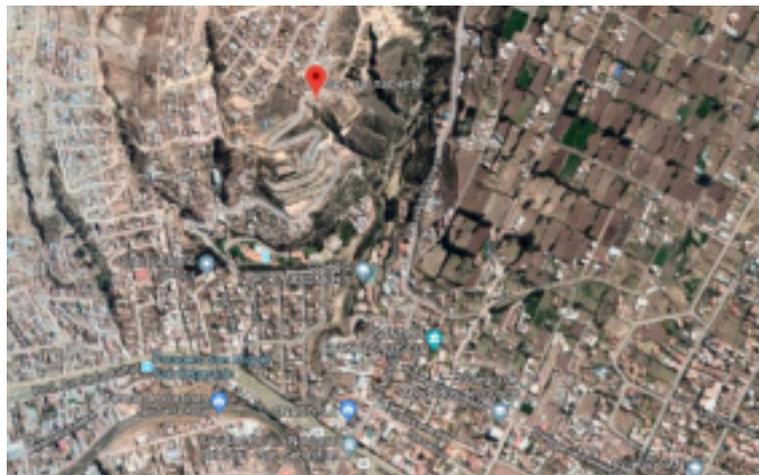


Figura 1. *Ubicación Espacial*

Fuente. Google Maps



Figura 2. Imagen De Acceso

Fuente. Google Maps

La zona de estudio de la presente tesis se encuentra ubicada al sur-este de la ciudad del Cusco, en la A.P.V. Sol Naciente, del distrito de San Sebastián, provincia y departamento del Cusco.

3

1.1.1.1.2. Ámbito de influencia Teórica.

El presente proyecto se encuentra dentro de la rama de geotecnia donde se desarrollara la investigación, las herramientas y/o equipos a tomar en cuenta en dicho estudio de suelo para la determinación de la capacidad portante del suelo en base a la cohesión y el ángulo de fricción es de un laboratorio acreditado en la cual se realizaran los ensayos en situ penetración estándar (SPT) y el ensayo Triaxial en laboratorio donde se hará el uso de softwares correspondientes para la obtención del proceso de resultados así como el uso de equipos para dichos ensayos lo cual nos llevara a realizar dicha investigación de manera eficiente.

1.1.2. Formulación interrogativa del problema.

1.1.3. Formulación interrogativa del problema general.

1. ¿En qué medida varia la capacidad portante del suelo en base a la cohesión y el ángulo de fricción calculada por los ensayos de penetración estándar (SPT) y el ensayo Triaxial en la A.P.V. Sol Naciente en Alto Qosqo - San Sebastián - Cusco?

1.1.4. Formulación interrogativa del problema específicos.



1. ¿En qué medida varía la Cohesión calculada por el ensayo de Penetración Estándar (SPT) en comparación con la Cohesión calculada con el ensayo Triaxial en la A.P.V. Sol Naciente Alto Qosqo - San Sebastián - Cusco?

2. ¿En qué medida varía el Ángulo de Fricción interna calculada por el ensayo de Penetración Estándar (SPT) en comparación con el Ángulo de Fricción interna calculada con el ensayo Triaxial en la A.P.V. Sol Naciente Alto Qosqo - San Sebastián - Cusco?

1.3. Justificación e Importancia de la investigación.

1.3.1. Justificación técnica.

Es necesario realizar estudios reales y minuciosos de mecánica de suelos (EMS) en la fundación de la A.P.V. Sol Naciente mediante los ensayos de Penetración Estándar (SPT) y Ensayo Triaxial para determinar la Capacidad Portante del terreno a través de los parámetros de resistencia como el ángulo de fricción interna y cohesión, para las futuras construcciones como:

4

diseño de las cimentaciones en las edificaciones lo que generara mayor seguridad, reducción de riesgos y costos de los propietarios de los predios.

Con los valores obtenidos de los Ensayos SPT y Ensayo Triaxial a una profundidad de 3 metros podemos realizar una comparación de datos de resistencia de los suelos que nos permitirá establecer cuál de ellas tiene mejor acercamiento a la realidad y brinda mayor confiabilidad. La A.P.V. Sol Naciente se encuentra en una zona con vulnerabilidad sísmica, por su ubicación y por los antecedentes que tiene la zona, los estudios nos ayudarán a tomar medidas de prevención para tomar acciones y dar soluciones, dando propuestas saber qué tipos de construcción se podrán realizar en la zona y proyecciones futuras. Dichos ensayos ya mencionados se encuentran dentro del área de la geotecnia en la carrera de ingeniería civil.

1.3.2. Justificación social.

El presente trabajo de tesis tiene carácter **Social** porque brindara información técnica de la capacidad portante del suelo con fines de cimentación en edificaciones, beneficiando a todos



pueda contribuir a la reducción de riesgos y hacer un mapa de zonificación del tipo de estructuras que se podrían realizarse en la zona con algunas recomendaciones de por medio (soluciones), eso ayudaría a que los propietarios realicen la construcción de sus viviendas más seguras.

Por otro lado se beneficiaran los ingenieros geotécnicos, ingenieros civiles ya sea en un corto o largo plazo podrán realizar más estudios de la capacidad portante del suelo de esta zona que viene a ser la APV Sol Naciente, también será un gran aporte a la comunidad estudiantil porque se podrá saber cuál de los 2 métodos (Penetración Estándar y Ensayo Triaxial) se acerca mejor al resultado para obtener la capacidad portante de un suelo, se puede incluir también a los futuros tesis en geotecnia quienes podrán tener acceso a la información obtenida de la presente tesis.

1.3.3. Justificación por viabilidad.

En la Actualidad cuenta con un acceso pavimentado hacia la A.P.V. Sol Naciente lo cual facilitara la obtención de muestras en los predios para los ensayos realizados in situ y en

5

laboratorio por otro lado se cuenta con los recursos económicos para dichos ensayos a la cantidad de calicatas requeridas según nuestra zonificación y el número de muestras a realizarse, así mismo se tiene el conocimiento necesario en el área de geotecnia y con laboratorios acreditados para realizar los respectivos ensayos.

1.3.4. Justificación por relevancia.

En vista que actualmente se viene realizando construcciones en los predios por parte de los propietarios sin conocimientos ingenieriles sobre la capacidad portante de los suelos en la A.P.V. Sol Naciente concluimos que es necesario realizar un estudio comparativo de la capacidad portante del suelo mediante los ensayos de penetración estándar (SPT) y el ensayo triaxial, con la finalidad de dar soluciones a los inconvenientes encontrados, así evitar desastres naturales que podría ocurrir, en la zona entre otros factores que pueden alterar una estructura. De esta forma ayudaríamos mucho a los propietarios ya que tendrían un valor, dato numérico



viviendas.

1.4. Limitaciones de investigación.

- Se limita a realizar ensayos en propiedades sin área construida.
- Los ensayos de penetración estándar (SPT) y triaxial no se realizaron en la Universidad Andina del Cusco, porque el laboratorio no está habilitado para los estudiantes por la pandemia del COVID-19.
- El ensayo triaxial se realizó en un laboratorio ubicado en la ciudad de Puerto Maldonado, porque los únicos equipos en la ciudad del Cusco no estaban disponibles para el uso de una investigación.
- La investigación se limita al financiamiento de los investigadores de la tesis. - La obtención de los softwares por los investigadores usados por los laboratorios se limita al pago por uso de estas.

6

1.5. Objetivo de la investigación.

1.5.1. Objetivo General.

1. Determinar la capacidad portante del suelo mediante el ensayo de Penetración estándar (SPT) y el ensayo Triaxial en la A.P.V. Sol Naciente en Alto Qosqo del distrito de San Sebastián – Cusco.

1.5.2. Objetivos Específicos.

1. Determinar la diferencia entre la Cohesión calculada por el ensayo de Penetración Estándar (SPT) y el ensayo Triaxial en la A.P.V. Sol Naciente en Alto Qosqo - San Sebastián – Cusco.
2. Determinar la diferencia entre el Ángulo de Fricción interna calculada por el ensayo de Penetración Estándar (SPT) y el ensayo Triaxial en la A.P.V. Sol Naciente en Alto Qosqo - San Sebastián – Cusco.

Capítulo II: Marco Teórico



2.1.1. Antecedentes a Nivel nacional.

Título: “Influencia del tipo de espécimen en los parámetros de resistencia al corte del suelo mediante ensayos triaxiales”

Autor: Bach. Pérez Quispe, Vitaliano

Bach. Taipe Sedano, María Elena

Institución: Universidad Nacional De Huancavelica.

Año: 2018

Resumen:

El principal objetivo de la investigación fue determinar la influencia al ensayar especímenes inalterados y alterados en los parámetros de resistencia al corte del suelo, la cohesión (C) y ángulo de fricción interna (Φ) mediante ensayos triaxiales tipo no consolidado no drenado (UU) las cuales se realizaron en el laboratorio de Mecánica de Suelos y Geotecnia de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil – Huancavelica de la Universidad Nacional de Huancavelica (UNH). Muestras inalteradas fueron tallados para obtener especímenes inalterados (EI) y

7

muestras alteradas compactados en el laboratorio para obtener especímenes alteradas (EA) usando como referencia la densidad in situ obtenido con el método de cono de arena y la humedad natural de cada material para obtener tres especímenes como mínimos, trabajados en condición natural. Las muestras de suelo fueron del tipo ML, SM, SM-SC y CL según SUCS, tomados de cinco puntos de exploración a cielo abierto, localizadas a espaldas de la Facultad de Obstetricia y la nueva infraestructura de la Facultad de Educación de la UNH.

Los parámetros de resistencia al corte “C” y “ Φ ” se obtuvieron a partir de los esfuerzos principales mayor y menor de ensayos triaxiales UU ajustados con el criterio de falla lineal de Mohr-Coulomb con el software RocData v.4. La “C” en EI resultaron mayores que en los EA en un 60% y en el “ Φ ” en un 80% de los puntos de exploración, considerando que los resultados no necesariamente guardan la misma relación directa en cada punto. El análisis estadístico utilizado es el análisis de varianza de medidas repetidas, a pesar de encontrar un $p > 0.05$ y pudiendo afirmar la hipótesis nula. La prueba de sensibilidad evidencia el aumento



los valores de “C” y “ Φ ” son sensibles a este factor. Para la “C” de 5 a 8 datos, la potencia estadística aumenta de 5.50% a 14.60% y para el ángulo de fricción interna aumenta de 27.30% a 53.70% respectivamente, considerando que los 3 datos adicionales para esta prueba se tomaron de investigaciones ya realizadas en la misma área de estudio. Concluyendo finalmente que existe influencia significativa en los parámetros de resistencia al corte del suelo estudiados en la presente investigación.

Palabras clave: cohesión, ángulo de fricción interna, espécimen inalterado, espécimen alterado, suelo, ensayo triaxial, densidad in situ, condición natural, sensibilidad.

Título: “Caracterización geotécnica del suelo de la apv ayllu rau rau, mediante la prueba estándar de penetración (spt) con el cono de peck para fines de cimentación en edificaciones 2016”

Autor: Bach. Alex Graneros Tairo,

Bach. Joseph Richard Tito Palma

Institución: Universidad Andina del Cusco

Año: 2017

8

Resumen:

La presente tesis tiene objetivo la caracterización geotécnica del suelo mediante la Prueba de Penetración Estándar (SPT) y “Cono Dinámico Tipo Peck” es un equipo usado en el Perú y en ninguna otra parte del mundo como técnica de auscultación de suelos, que utiliza el mismo equipo del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), pero cambiando la cuchara de “caña partida” por una punta cónica, de tal manera que se logra la ventaja sobre el SPT de una hincada continua y por lo tanto más rápida. La Norma E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES del R.N.E., acepta al Cono Dinámico Tipo Peck como una Técnica de Auscultación Recomendada para suelos granulares de los tipos SW, SP, SM y SC-SM; y como una Técnica de Auscultación de Aplicación Restringida, para suelos de los tipos CL, ML, SC, MH y CH, haciendo las salvedades de la necesidad de investigación adicional de suelos para su interpretación y de que no sustituye al Ensayo de Penetración Estándar. Sin embargo, se



gravosos y en los suelos indicados.

2.2.2. Antecedentes a Nivel Internacional.

Título: “Variación de la cohesión y el ángulo de fricción interna obtenidos por los ensayos de corte directo y triaxial con materiales granulares y arcillosos”

Autor: Rodolfo Rosales Bermúdez

Institución: Universidad De San Carlos De Guatemala

Año: 2007

Resumen:

En el presente trabajo se realizó un análisis comparativo de la cohesión y el ángulo de fricción interna, obtenidos del ensayo de corte directo y del triaxial con materiales granulares y arcillosos. Se considera que ambos ensayos son ampliamente conocidos y puestos en práctica en diversas ocasiones en el ámbito de la ingeniería civil, por lo que el conocer las ventajas como diferencias existentes entre ambos permite dar un referente a profesionales y estudiantes, en relación a cuál ensayo utilizar en cada oportunidad y como poderlos aplicar en los distintos proyectos.

Este estudio se realizó con tres materiales diferentes tomados de zonas localizadas estratégicamente, para obtener materiales representativos para el estudio. A cada uno de los materiales se les realizó tres pruebas iguales en cada ensayo, logrando los siguientes resultados:

9

el promedio, la desviación estándar y el coeficiente de variación, lo cual permite realizar una comparación y abstraer las diferencias existentes significativas entre ambos ensayos.

Para evitar la presencia de defectos de las muestras en estado natural, se trabajó con muestras remoldeadas en laboratorio en ambos ensayos, usando como referencia la densidad máxima y el grado de humedad óptima, de cada material y para las tres muestras ensayadas, con esto se disminuyeron los factores que pudieran alterar los resultados.

Los resultados obtenidos para estas muestras son muy interesantes; en el ensayo triaxial, la cohesión obtenida es mayor que en el corte directo, y el ángulo de fricción interna es mayor en



2.2. Aspectos Teóricos pertinentes.

2.2.1. Tipos de cimentación.

Todos los tipos de estructuras de ingeniería civil generan una carga al suelo, lo que hace que se transmita la carga a un estrato que lo resista llamada cimentación donde existen estructuras realizadas de acero que se clasifican en:

2.1.1.1. Zapatas aisladas o individuales.

“Pueden construirse en concreto masivo o reforzado, y utilizarse por ejemplo, para soportar la carga de una sola columna, Las zapatas aisladas pueden ser de forma cuadrada, rectangular o circular” (Berry y Reid, s/f, p. 322).

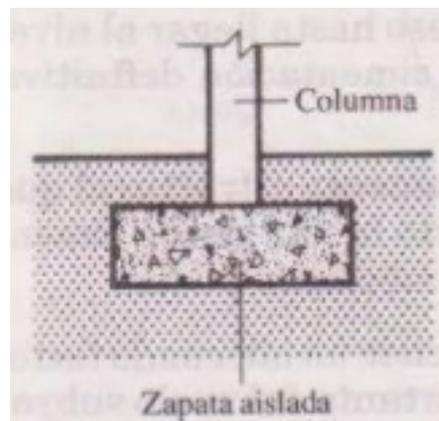


Figura 3. Zapata aislada

Fuente: Mecánica de suelos (s/f)

10

2.1.1.2. Zapatas corridas o continuas.

“Por lo general se construyen de concreto y pueden utilizarse, por ejemplo, para soportar muros de carga o filas de columnas. Las zapatas corridas generalmente tienen un largo que es varias veces superior a su ancho” (Berry y Reid, s/f, p. 322).

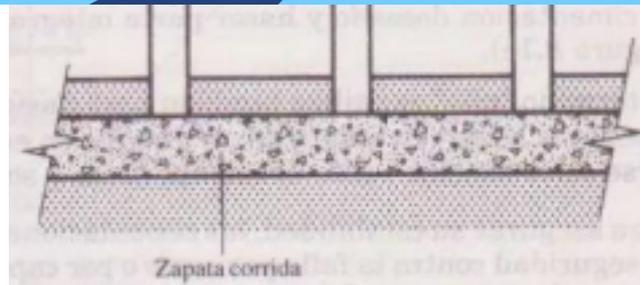


Figura 4. Zapata corrida

Fuente: Mecánica de suelos (s/f)

2.1.1.3. Losas de cimentación.

Las losas de cimentación son elementos rígidos de concreto reforzado que por lo general soportan toda la estructura como son los muros y columnas que vienen a ser el cuerpo estructural, estas losas son utilizadas mayormente en suelos que tienen baja capacidad portante, las losas pueden estar constituidas por una estructura formada por marcos rígidos o una estructura rígida formada por un conjunto de vigas y losa. (Berry y Reid, s/f, p. 322).

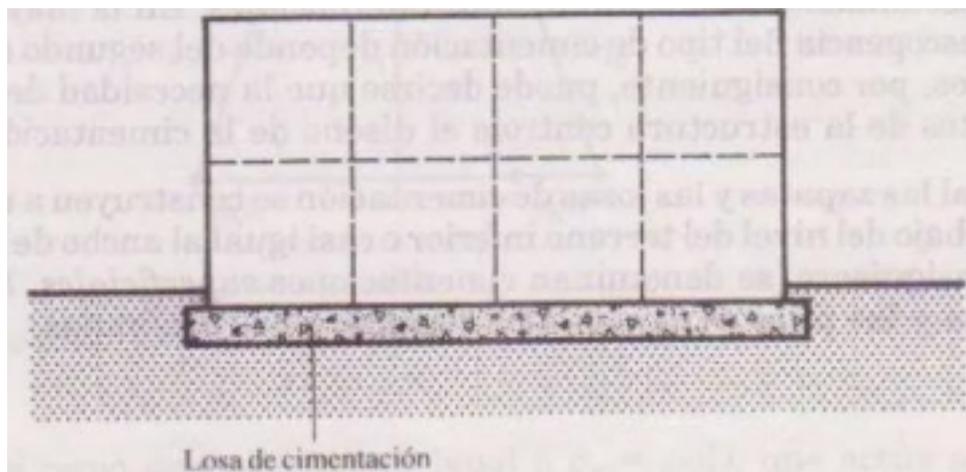


Figura 5. Losa de cimentación

Fuente: Mecánica de suelos (s/f)

11

2.1.1.4. Pilotes de cimentación.

Los pilotes de cimentación son utilizados para transmitir las cargas generadas por la estructura mediante estratos de suelo de baja capacidad portante hasta llegar a un estrato de suelo adecuado, que por lo general es encontrada a una profundidad relativamente considerable por



verticales, delgados o ligeramente inclinados dependiendo del diseño, hechos por concreto reforzado o acero, y tienen una sección transversal pequeña en relación con su longitud. Casi siempre los pilotes se utilizan en muchas cantidades, y las cargas de la estructura se transmiten mediante una losa o un cabezal fundido en la parte superior de los pilotes. (Berry y Reid, s/f, pp. 322-323).

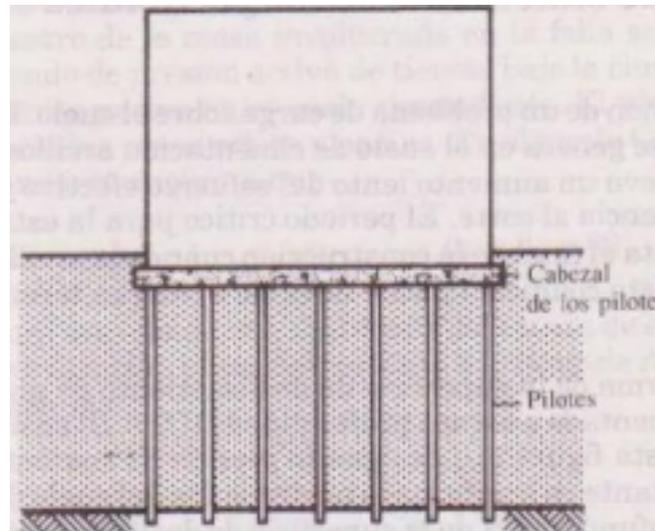


Figura 6. *Pilote de cimentación*

Fuente: Mecánica de suelos (s/f)

2.1.1.5. Pilas de cimentación.

Las pilas de cimentación son elementos estructurales pesados que funcionan como un puntal masivo y actúan de manera similar a los pilotes en compresión. No existe una diferencia clara entre los dos, las pilas de cimentación se caracterizan por tener una sección transversal mas grande y una menor longitud que los pilotes de cimentación, pueden ser construidos en pozos que se realizar usando de taladro que debe tener un gran diámetro o con un encofrado provisional. (Berry y Reid, s/f, p. 324).

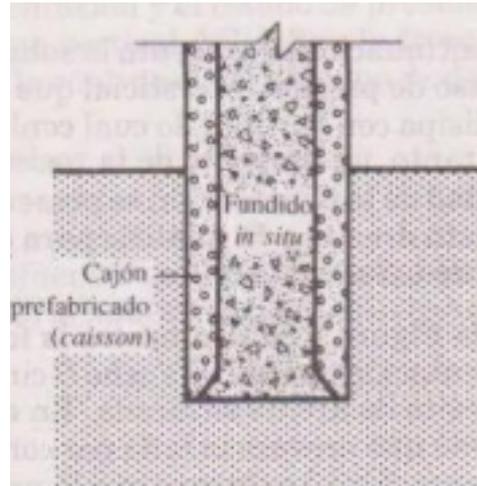


Figura 7. Pila de cimentación

Fuente: Mecánica de suelos (s/f)

2.2.1. Cimentaciones superficiales.

Una cimentación está ubicada en la base de una estructura donde tiene la función de transmitir la carga de la estructura al suelo sobre el que está reposando. Un diseño eficiente de una cimentación busca que se transfiera la carga de la edificación en el suelo de manera homogénea. Porque si no ocurriera esto, el suelo se sobre esforzaría lo que generaría fallas de corte en esta generando diferentes fenómenos como asentamientos excesivos generando daños a la estructura. Por este motivo los ingenieros estructurales que diseñan cimentaciones están en la obligación de usar en sus diseños los datos reales de la capacidad de carga o portante del suelo. (Das, 2015, p. 478).

La mala distribución de la carga en la superficie de una estructura puede generar que la aplicación de la carga no sea uniforme, lo que generaría casos como la aplicación de la carga en un área pequeña lo que haría que el suelo en esta zona sufra de asentamientos, existe una relación entre la carga unitaria sobre el suelo y el asentamiento que se puede mostrar por una curva de los asentamientos. Hay 2 formas en las que se puede encontrar un suelo ya sea de forma densa o compacta lo que nos daría una curva de asentamientos similar a la curva C_1 y la abscisa q_d de la tangente vertical representa la capacidad de carga del suelo. Si la encontramos de forma suelta o blanda esta carga no está definida por que se usa una carga nueva en la abscisa q'_d del punto en que la curva de los asentamientos se hace muy empinada y recta. (Terzaghi y Peck, 1973, p. 213).

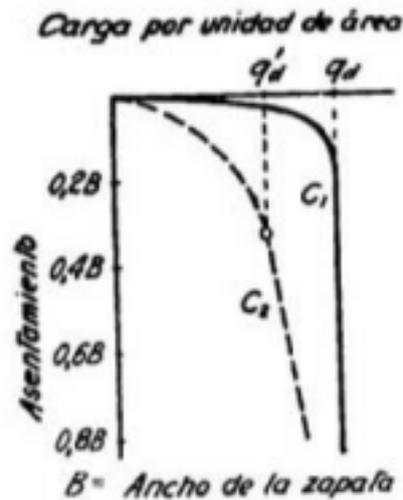


Figura 8. Relación entre intensidad de la carga y asentamiento de una zapata sobre suelo denso o compactado (C_1) y sobre suelo suelto o blando (C_2)

Fuente: Mecánica de suelos en la ingeniería práctica (1973)

A. Falla general por corte

Se denomina una cimentación corrida teniendo un ancho B que es apoyada sobre una superficie de arena densa o suelo cohesivo rígido, como se muestra en la figura a. o si se aplica una carga progresivamente a la cimentación, el asentamiento se incrementará. La variación de la carga por área unitaria (q) sobre la cimentación con el asentamiento de la cimentación también se muestra en la figura a. En cierto punto, cuando la carga por área unitaria es igual a q_u , ocurrirá una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. A esta carga por área unitaria, q_u , suele referirse como capacidad de carga última de la cimentación. (Das, 2012, p. 133).

La falla por corte general se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno, como se puede observar en la figura 20.1. (Crespo Villalaz, 2004, p. 290).

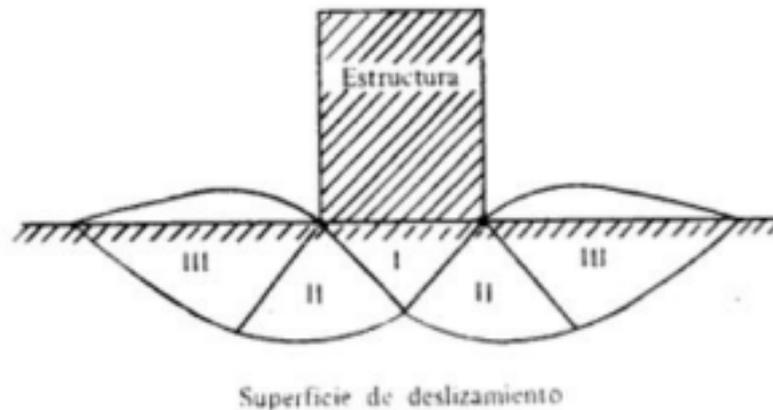


Figura 9. *Falla por corte general*

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (2004)

B. Falla de corte por punzonamiento

La falla de corte por punzonamiento se muestra de mejor manera si tenemos un suelo muy suelto, obtendremos una gráfica carga-asentamiento como en la figura c. En este caso, la superficie de falla en el suelo no podrá extenderse hasta la superficie del terreno, excediendo la carga última de falla, q_u , la gráfica carga-asentamiento será muy pronunciada y prácticamente lineal.. (Das, 2012, p. 134).

La falla por punzonamiento se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo por debajo de ella. Lo que nos da que la rotura del suelo se presenta por corte alrededor de la cimentación y casi no se observa movimientos de éste junto a la cimentación, manteniéndose el equilibrio tanto vertical como horizontal de la misma. (Crespo Villalaz, 2004, pp. 190-191)

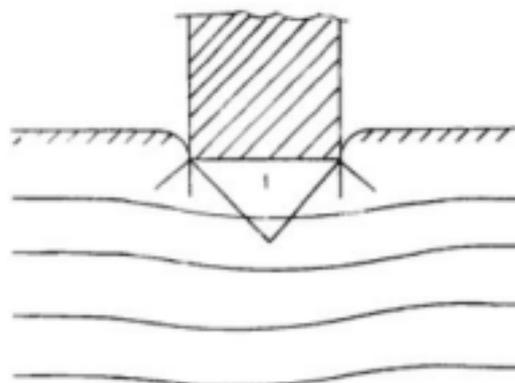


Figura 10. *Falla por punzonamiento*

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (2004)



C. Falla local por corte

La falla local por corte se muestra mejor sobre un suelo de arena o arcillosos de compactación media (figura b), si nosotros incrementamos la carga en la cimentación también aumentaremos los asentamientos, pero en este caso la superficie de falla se expandirá por fuera de la cimentación, como se muestra por las líneas continuas en la figura b. Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$, el movimiento de la cimentación se acompañará por sacudidas repentinas. Por ende es necesario de un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla en el suelo se expanda hasta la superficie del terreno. La carga por área unitaria generada por el movimiento es la capacidad de carga última, q_u . Según Vesic a la carga por área unitaria de la cimentación, $q_{u(1)}$, se le refiere como primera carga de falla. Se observa que un valor pico de q no se presenta en este tipo de falla. (Das, 2012, pp. 133-134)

La falla por corte local representa una combinación entre la falla general de corte y la falla de corte por punzonamiento, pues tiene características de ambos tipos de falla. En este tipo de falla existe una marcada tendencia al incremento de volumen del suelo a los lados de la cimentación, y además la compresión vertical debajo de la cimentación es fuerte. Únicamente cuando se presenta un caso de desplazamiento vertical muy grande (del orden de la mitad del lado o del diámetro de la zapata) puede ocurrir que las superficies de deslizamiento lleguen a la superficie del terreno, aunque pase todo esto no podría pasar una falla catastrófica ni la inclinación de la zapata. (Crespo Villalaz, 2004, p. 291)

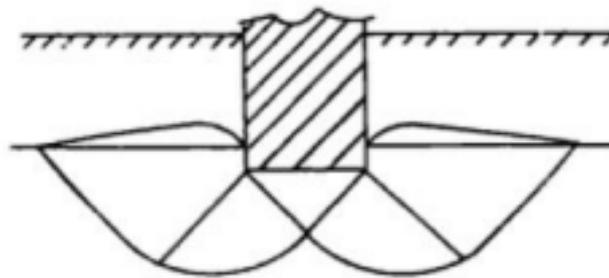


Figura 11. *Falla por corte local*

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (2004)

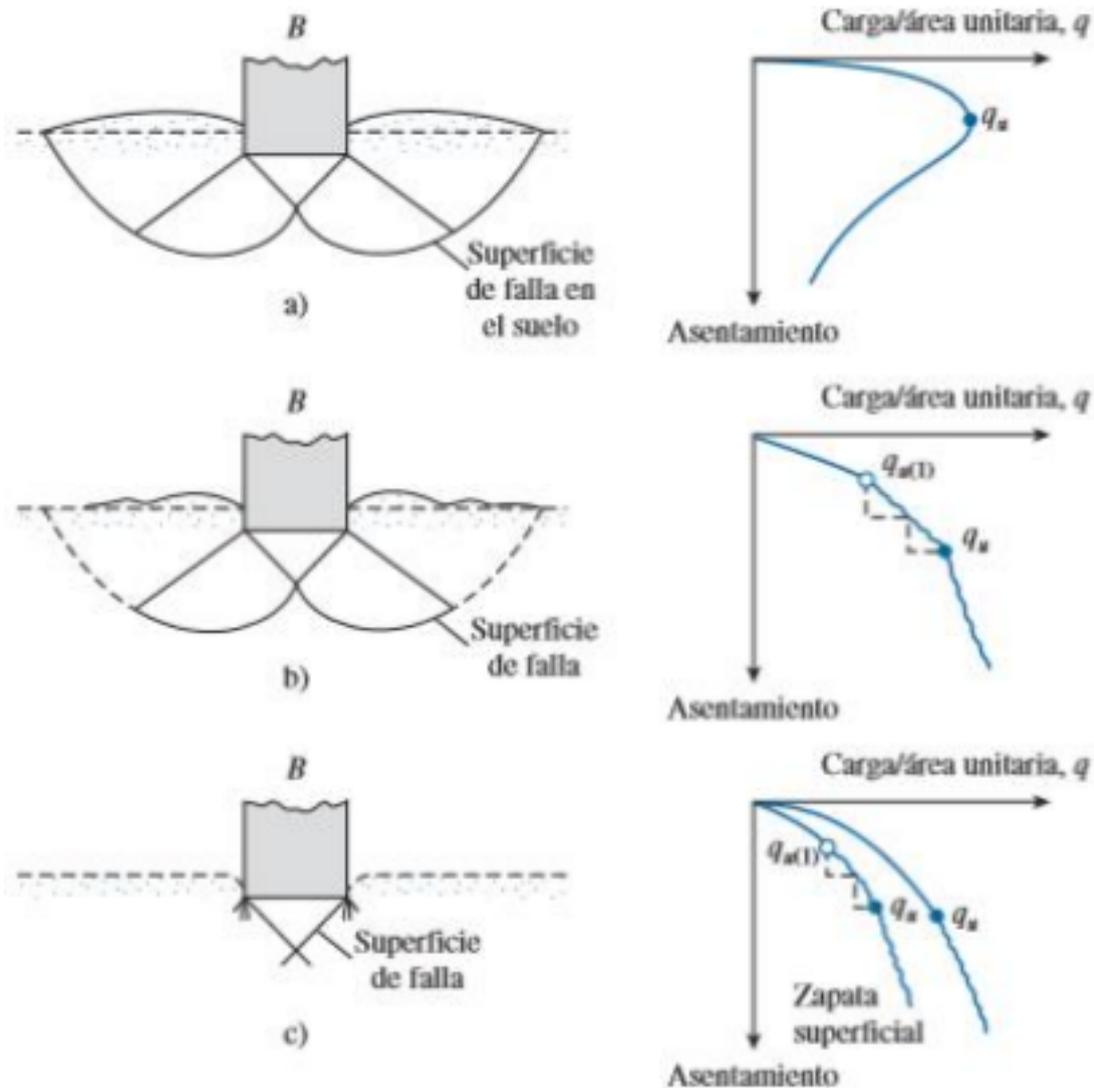


Figura 12. Naturaleza de la falla por capacidad de carga del suelo
Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones (2012)

2.2.2. Metodologías de cálculo de cimentaciones superficiales

2.2.2.1. Criterios para la elección de ecuaciones:

Para la elección adecuada de las ecuaciones a tomar en cuenta el criterio escrito en la siguiente tabla, sin embargo, es recomendable al menos usar dos métodos y comparar los resultados obtenidos con cada método para apreciar las diferencias, si los valores obtenidos son muy diferentes se aconseja utilizar un tercer método, pero también se puede usar un valor promedio de los valores obtenidos por todos los métodos. (Peck, R y Reed, W., 1993)



Tabla 1: *Criterios para la elección ecuaciones*

Ecuación	Mejor para
Terzaghi	Suelos muy cohesivos donde $D_f/B \leq 1$ sobre todo cuando se quiere una estimación rápida q_u . No debe ser usada para casos que se presenten las zapatas sometidas a momentos o fuerzas horizontales, o para zapatas fundadas en bases inclinadas o en superficies de un talud.
Hansen, Meyerhof y Vesic	Pueden ser usadas en cualquier situación dependiendo de la familiaridad que tenga el usuario con cualquiera de los métodos.
Hansen, Vesic	Cuando la zapata es fundada en una base inclinada o en la superficie de un talud o cuando $D_f/B > 1$

Fuente: Geotechnical Engineering Handbook (2010)

2.2.2.1.1. Teoría de Terzaghi

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última en cimentaciones aproximadamente superficiales. De acuerdo con su teoría, una cimentación es superficial si su profundidad, D_f figura, es menor que o igual a su ancho. Sin embargo, investigadores posteriores sugirieron que las cimentaciones con D_f igual a tres o cuatro veces su ancho se podían definir como cimentaciones superficiales. (Das, 2012, p. 136)

Terzaghi propuso que para las cimentaciones continuas o corridas, con una relación entre su ancho y su longitud tienen tendencia a cero, la superficie de falla en el suelo ante la carga última se hace referencia como en la figura, dándonos como ejemplo que es un caso de falla general por corte. La carga que se aplica encima de la cimentación hace que se remplace por una sobrecarga similar, $q = \gamma D_f$ (donde γ es el peso específico del suelo). (Das, 2012, p. 136)

La teoría de Terzaghi es pionera en realizar avances en el estudio dentro de la Mecánica de suelos, su teoría nos habla más de su aplicación en suelos “cohesión y fricción” y todo lo que esto genera en la mecánica de suelos ha sido trascendental hasta hoy, ya que es la teoría más



usada para el cálculo de capacidad de carga en los proyectos civiles, con mayor incidencia en los cimientos poco profundos. (Juarez Badillo y Rico Rodriguez, 1973, p. 249)

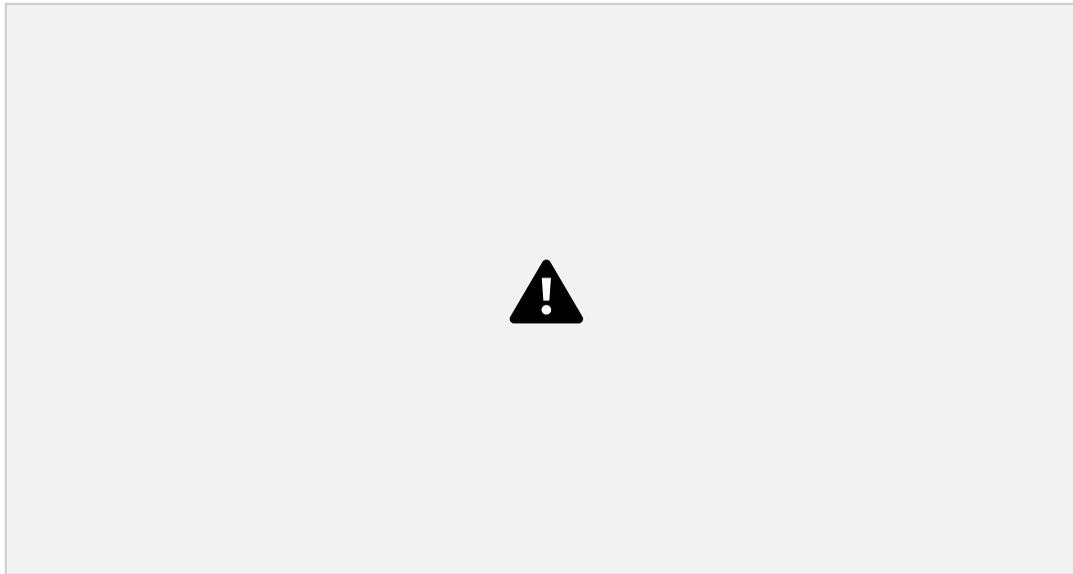


Figura 13. Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación rígida continua. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones (2012)

1. El sector triangular ACD está ubicado por debajo de la cimentación.
2. Las zonas de radiales de corte CDE y ADF, con las curvas DF y DE como arcos de una espiral logarítmica.
3. Los sectores triangulares pasivas de Rankine que son FH y CEG.

Los ángulos que están en CAD y ACD tienen iguales sus ángulos de fricción del suelo ϕ' . Se pudo ver que al cambiar el suelo que esta por encima de la cimentación por una sobrecarga que es igual a q , se ignoró la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ. Llegando a un equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la siguiente formula. (Das, 2012, p. 138).

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

Donde:

c' = cohesión del suelo (kg/cm²)

N_c, N_q, N_γ = factores de la capacidad de carga que son adimensionales y funciones



sólo del ángulo de fricción del suelo.

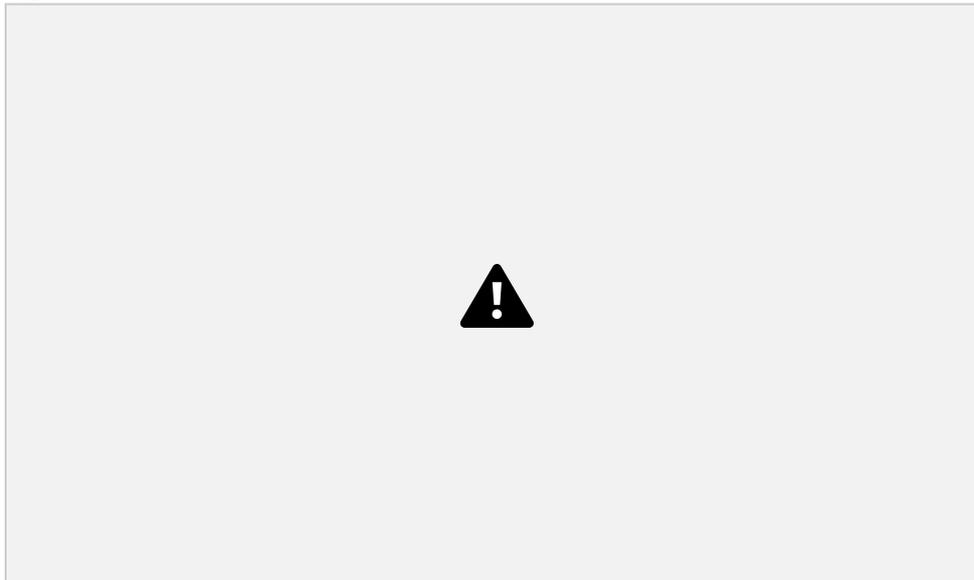
$$q = \gamma \cdot z \cdot K_p \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (\text{carga por área unitaria sobre la cimentación}) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

= peso específico del suelo (kg/cm³)

z = profundidad de la cimentación (m, cm, etc.)

B = ancho de cimentación (m, cm, etc.)

Los factores de capacidad de carga K_p , K_a , K_c se definen mediante las expresiones.



Donde:

ϕ' = ángulo de fricción del suelo (grados sexagesimales) K_p , K_a , K_c = factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones sólo del ángulo de fricción del suelo.

K_a = coeficiente de presión pasiva (adimensional)

e = constante matemática fundamental $\approx 3,141592$ π = número irracional cuyo valor aproximado es 2,71828

Donde K_a = coeficiente de presión pasiva.



Donde:

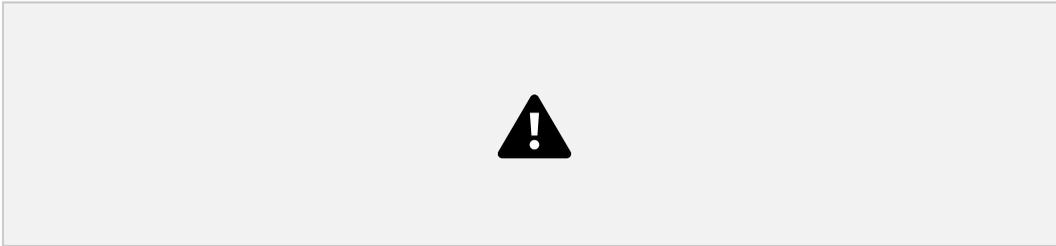
ϕ' = ángulo de fricción del suelo (grados sexagesimales) K_a = coeficiente de presión pasiva (adimensional)

Terzaghi expresó la capacidad de carga última para diferentes tipos de cimientos (zapatas)



Cimentación cuadrada Cimentación circular

Para cimentaciones que presentan el modo de falla local por corte en suelos Terzaghi sugirió las modificaciones siguientes para las ecuaciones:



$q_{u,mod}$, $q_{u,mod}$ y $q_{u,mod}$, los factores de capacidad de carga modificados, pueden ser hallados utilizando las ecuaciones de los factores de capacidad de carga (para $q_{u,mod}$, $q_{u,mod}$ y $q_{u,mod}$, respectivamente) cambiando ϕ por $\phi' = \frac{2}{3}\phi$ y $\phi' = \frac{2}{3}\phi$. Para observar la variación que existe de $q_{u,mod}$, $q_{u,mod}$ y $q_{u,mod}$ en comparación al ángulo de fricción del suelo ϕ' se muestra siguiente tabla. (Das, 2012, p. 139)

Tabla 2: Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi



Fuente: Fundamentos de ingeniería de Cimentaciones (2012)

También existen aplicaciones a las formulas dadas para calcular la capacidad portante en base a este gráfico.

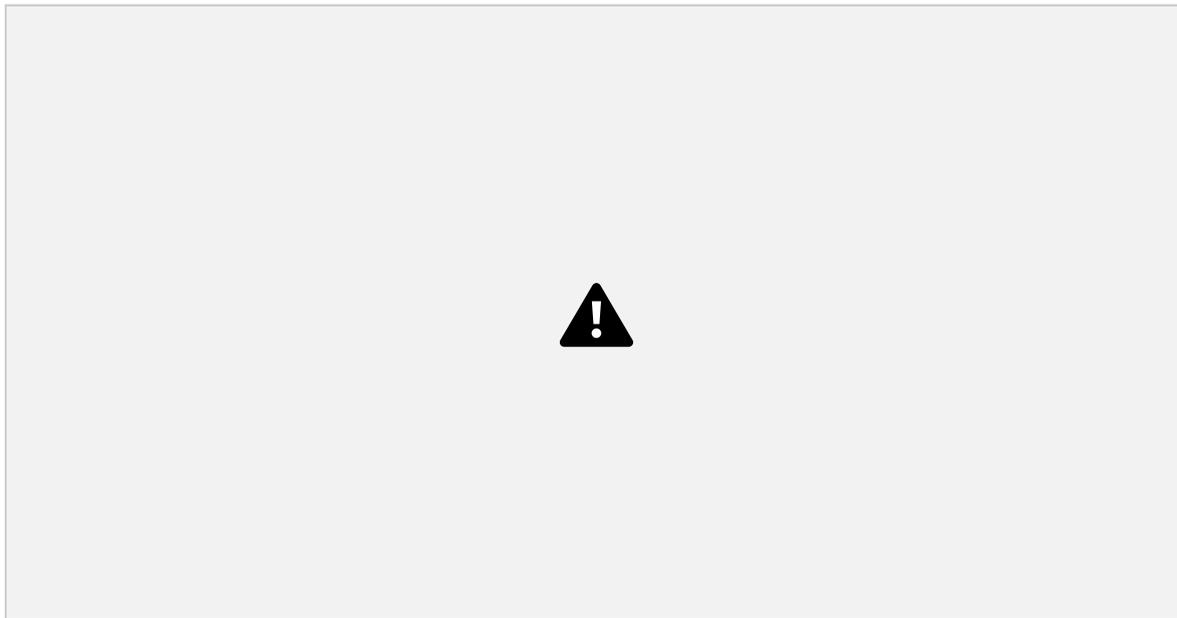


Figura 14. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi.

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (2004)

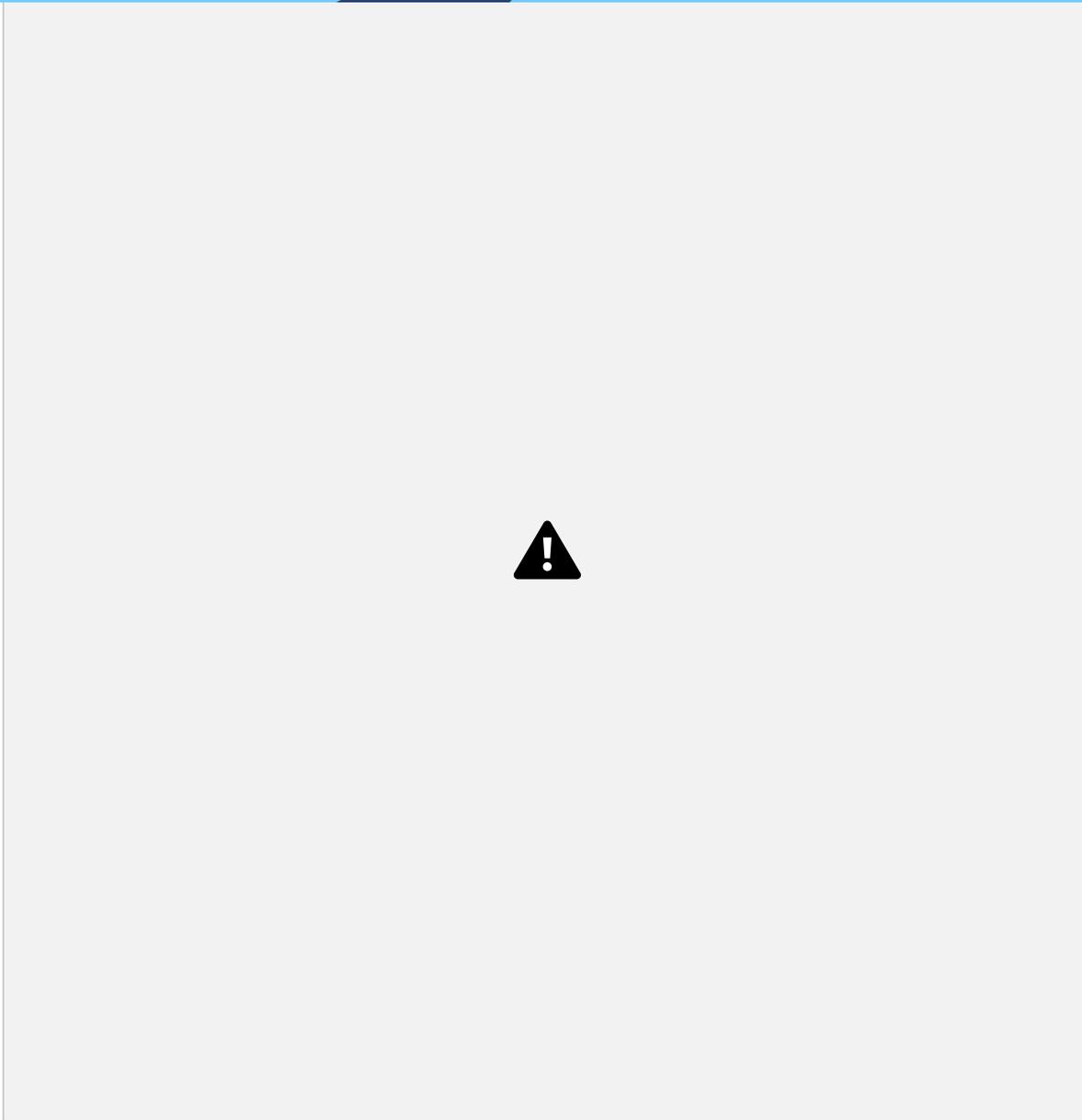
Para suelos puramente cohesivos, como se puede ver en la figura para un suelo puramente cohesivo, es decir cuando su ángulo de fricción interna se considere igual a cero, el valor N_c es de 5.7, el de N_q es de 1 y el de γZ de 0, por lo que la expresión para zapatas cuadradas en este caso queda así:

$$q_u = 1.3 c'(5.7) + \gamma Z(1) = 7.4 c' + \gamma Z: Z=D_f$$

Como se ha podido observar, el valor de q_u es el del esfuerzo límite mas no el admisible o de diseño de la cimentación. La capacidad de carga admisible (q_a) es calculado realizando una división entre la capacidad de carga límite (q_u) y un factor de seguridad que Terzaghi recomienda no sea menor de tres.

Una vez determinada la capacidad de carga admisible se debe calcular el asentamiento, según Terzaghi, si la arcilla es normalmente consolidada hay muchas probabilidades de que el asentamiento llegue a ser excesivo y puede ser entonces que la cimentación a escoger no sea por zapatas aisladas. (Crespo Villalaz, 2004, pp. 296-297).

Tabla 3: Presiones admisibles recomendables en arcillas



Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones (2004)

a) Factor de seguridad

“El cálculo de la capacidad de carga permisible bruta de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, o” (Das, 2012, p. 140).

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

Donde:



$q_{adm} =$ capacidad de carga permisible (kg/cm²)

$q_u =$ capacidad de carga ultima (kg/cm²)

FS = factor de seguridad (adimensional)

El factor de seguridad por recomendación de Terzaghi debe de ser mínimo 3 para cada caso. **b)**

Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freático Normalmente se aplican las ecuaciones antes mencionadas sin tener en consideración la existencia del nivel freático y en caso si exista estén por debajo de la cimentación a diseñarse lo que no afecta a esta, pero si se tendría un nivel freático cerca de la cimentación, se tendrían que tomar algunas consideraciones a las ecuaciones de capacidad de carga. (Das, 2012, pág. 142).

Caso I

Si el nivel freático esta entre $0 \leq z \leq z_1$, el factor q en las ecuaciones de capacidad de carga varia de esta manera.

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = \gamma_1 z_1 + \gamma_2 (z - z_1)$$

Donde:

$\gamma_{sat} =$ Peso específico saturado del suelo (kg/cm³)

$\gamma_w =$ Peso específico del agua (kg/cm³)

$\gamma =$ Peso específico del suelo (kg/cm³)

$z_1 =$ Distancia entre la superficie del suelo y el nivel freático (m, cm) $z_2 =$

Distancia entre el nivel freático y profundidad de cimentación (m, cm) Se tiene que tomar en cuenta que el valor de γ en el último término de las ecuaciones se tiene que cambiar por

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

Caso II

Si el nivel freático esta entre $0 \leq z \leq z_2$.

$$q = \gamma z$$

En este caso, a comparación del anterior caso, el factor γ en el último término de las ecuaciones de capacidad de carga se debe cambiar por

$$\gamma = \gamma' + \gamma_w \left(\frac{z}{z_2} - \frac{z'}{z_2} \right)$$



Las modificaciones anteriores son validas en caso de que no exista un nivel freático cercano a la cimentación.

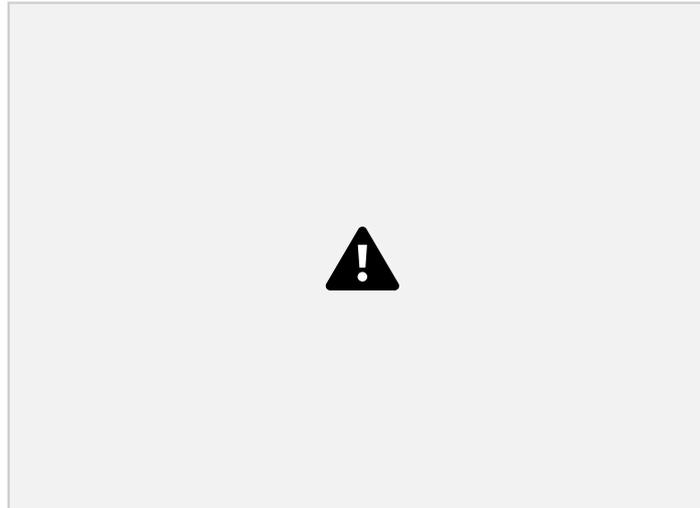


Figura 15. *Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freático* Fuente: Fundamento de Ingeniería de Cimentaciones (2012)

Caso III

Si el nivel freático esta entre $\phi \geq \phi$, el agua no tendrá efecto sobre la capacidad de carga ultima.

2.2.2.1.2. Teoría de Meyerhof

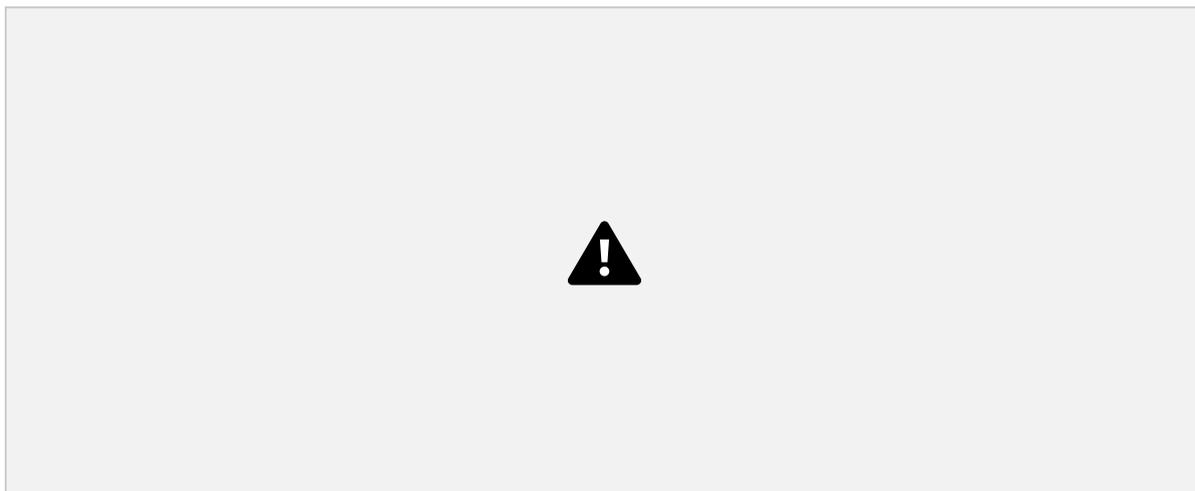
Las ecuaciones mencionadas anteriormente “no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación. Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos estos factores” (Das, 2012, p. 143)

Meyerhof trató de resolver algunas discrepancias en una Teoría de Capacidad de Carga, pero su teoría tampoco pudo resolver el problema. En esta Teoría en especial para el caso de cimientos largos, se entiende que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra en la figura 16. (Juarez Badillo y Rico Rodriguez, 1973, p. 258)

Según la teoría de Meyerhof, la cuña ABB' es una zona de esfuerzos uniformes lo que nos da a entender que es considerado en estado activo de Rankine; la cuña ABC esta limitada por un arco de espiral logarítmica, es una zona de esfuerzo cortante radial y, finalmente, la cuña



corte radial, hasta los de una zona en estado plástico pasivo. El cálculo del estado plástico en esta zona depende de la profundidad del cimientado y de la rugosidad de la cimentación. La línea BD es llamada por Meyerhof la superficie libre equivalente y en ella actúan los esfuerzos normales, p_0 , y tangenciales, S_0 , correspondientes al efecto del material contenido en la cuña BDE. (Juarez Badillo y Rico Rodriguez, 1973, p. 258)



- a) A poca profundidad
- b) A gran profundidad

Figura 16. *Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof*

Fuente: Mecánica de suelos (1973)

Al poder ver las diferencias entre las teorías de Terzaghi y Meyerhof se pudo concluir que este último considera la resistencia al corte del suelo sobre el nivel de desplante de la cimentación, mientras que la teoría de Terzaghi no toma en consideración la teoría de Meyerhof lo que permite que las zonas de falla se expandan hasta la superficie del terreno (Meyerhof, 1951). La superficie de falla descrita en la teoría de Meyerhof donde se observa el corte que no toma en consideración Terzaghi se muestra en la figura.

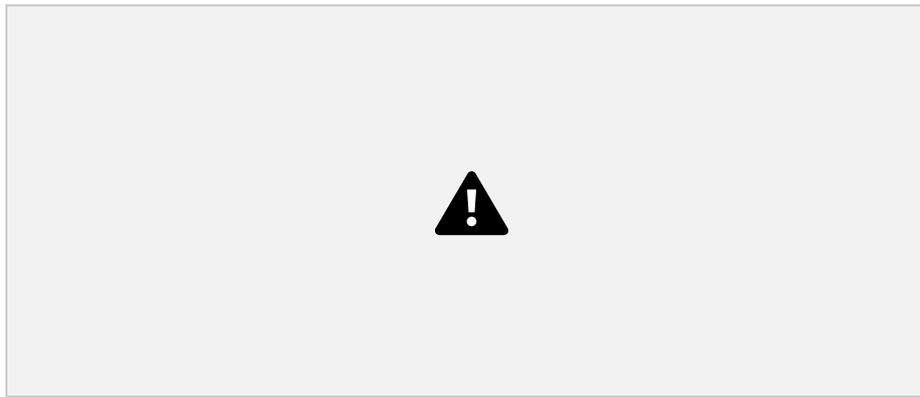


Figura 17. Cimentación superficial con base rugosa

Fuente: The Ultimate Bearing Capacity of Foundations (1951)

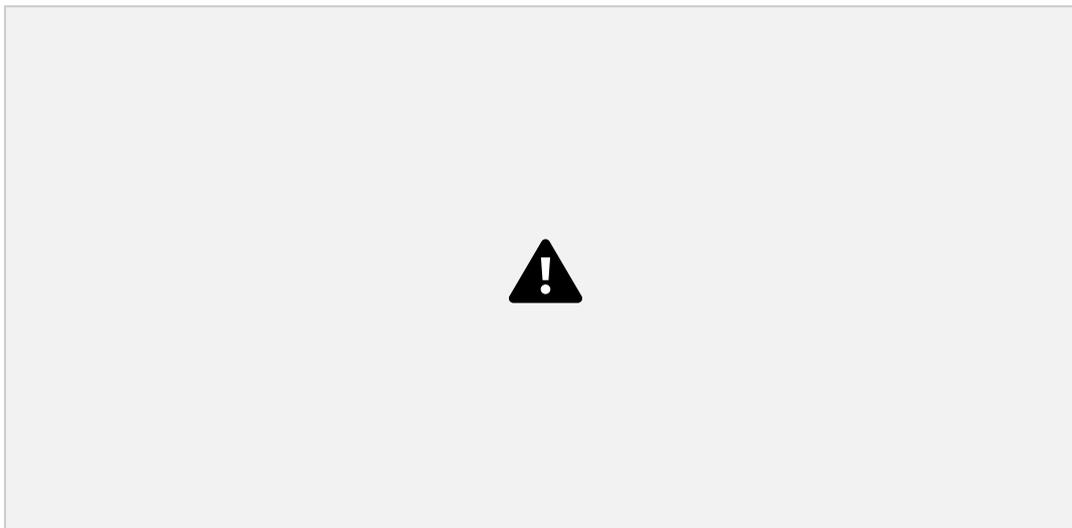


Figura 18. Interacción suelo-cimiento para las ecuaciones de capacidad portante

Fuente: The Ultimate Bearing Capacity of Foundations (1951)

Usando el método de superposición de efectos, se sabe que la ecuación de capacidad portante última de Meyerhof es una expresión matemática que tiene mucha similitud a la de Terzaghi:

$$q_{ult} = q_{c} + q_{s} + \frac{1}{2} \gamma B^2$$

Donde:

c = Cohesión del suelo (kg/cm^2)

B = Ancho de cimentación (m, cm, etc.)

γ = Peso específico del suelo (kg/cm^3)



$$q_{ef} = q_{ef} (sobre carga efectiva) (kg/cm^2)$$

$F_1, F_2, F_3 =$ Factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones sólo del ángulo de fricción del suelo.

Considerando que $q_{ef} = q_{ef} = q$ se tiene la siguiente expresión general para capacidad portante última de (Meyerhof, 1951).

$$q_{ult} = c N_c F_{c1} F_{c2} F_{c3} F_{c4} F_{c5} + q_{ef} F_{q1} F_{q2} F_{q3} F_{q4} F_{q5} + 0.5 \gamma B F_{\gamma 1} F_{\gamma 2} F_{\gamma 3} F_{\gamma 4} F_{\gamma 5}$$

Donde:

c = cohesión del suelo (kg/cm^2)

$F_{c1}, F_{c2}, F_{c3} =$ Factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones sólo del ángulo de fricción del suelo

$F_{c4}, F_{c5} =$ Factores de forma (adimensional)

$F_{c6}, F_{c7} =$ Factores de profundidad (adimensional)

$F_{c8}, F_{c9} =$ Factores de inclinación de la carga (adimensional)

B = Ancho de cimentación (m, cm, etc.)

γ = Peso específico del suelo (kg/cm^3)

q_{ef} = Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación (kg/cm^2)

Con las expresiones establecidas por (Meyerhof, 1951) los factores de capacidad de portante para una cimentación superficial corrida y horizontal sometida a carga vertical son:

$$F_{c1} = F_{c2} = F_{c3} = F_{c4} = F_{c5} = F_{c6} = F_{c7} = F_{c8} = F_{c9} = 1$$

$$F_{c1} = F_{c2} = F_{c3} = F_{c4} = F_{c5} = F_{c6} = F_{c7} = F_{c8} = F_{c9} = 1$$

$$F_{c1} = F_{c2} = F_{c3} = F_{c4} = F_{c5} = F_{c6} = F_{c7} = F_{c8} = F_{c9} = 1$$

$$F_{c1} = F_{c2} = F_{c3} = F_{c4} = F_{c5} = F_{c6} = F_{c7} = F_{c8} = F_{c9} = 1$$

Donde:



K_1, K_2, K_3 = factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones sólo del ángulo de fricción del suelo

K_4 = coeficiente de la presión pasiva de tierra de Rankine (adimensional)

ϕ' = ángulo de fricción del suelo (grados sexagesimales)

e = constante matemática fundamental $\approx 3,141592$

π = número irracional cuyo valor aproximado es 2,71828

Para los factores de forma de origen empírico que son:

$$K_1 = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \sqrt{K_4} \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2})$$

$$K_2 = K_3 = 1 \quad \phi' = 0^\circ$$

$$K_4 = K_5 = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \sqrt{K_4} \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2}) \quad \phi' > 10^\circ$$

Donde:

K_1, K_2, K_3 = factores de forma (adimensional)

B = ancho de cimentación (m, cm, etc.)

L = largo de cimentación (m, cm, etc.)

ϕ' = ángulo de fricción del suelo (grados sexagesimales)

Para los factores de profundidad Meyerhof propone las siguientes expresiones:

$$K_1 = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \sqrt{K_4}$$

$$K_2 = K_3 = 1 \quad \phi' = 0^\circ$$

$$K_4 = K_5 = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \sqrt{K_4} \quad \phi' > 10^\circ$$

Donde:

K_1, K_2, K_3 = factores de profundidad (adimensional)

B = Ancho de cimentación (m, cm, etc.)

D_f = Profundidad de cimentación medida desde la superficie del terreno (m, cm)

K_4 = Coeficiente de la presión pasiva de tierra de Rankine (adimensional) ϕ' = Ángulo de fricción del suelo (grados sexagesimales)



Los factores de inclinación de la carga que reducen la capacidad portante están dados por:

Para una inclinación de la carga sobre la cimentación respecto de la vertical $\alpha = 0^\circ$

$$i_{\alpha} = i_{\alpha} = (1 - \frac{\alpha}{90})^2$$

$$i_{\alpha} = (1 - \frac{\alpha}{\alpha'})^2$$

Donde:

i_{α} , i_{α} , i_{α} = factores de inclinación de la carga (adimensional)

α = ángulo de inclinación de la carga sobre la cimentación respecto de la vertical (grados sexagesimales)

2.2.2.1.3. Teoría de B. Hansen

(Hansen, 1970) propuso una ecuación general de capacidad última de carga. La ecuación de Hansen es una ampliación del trabajo de Meyerhof, teniendo como principal diferencia con las ecuaciones anteriores lo siguiente:

Se considera el factor g_i en que caso la fundación está siendo soportada por la superficie de un talud que se encuentra formando un ángulo β con la horizontal.

Teniendo en cuenta que la ecuación de Hansen puede ser utilizada para fundaciones superficiales y profundas, ya que se considera un factor de profundidad

$$q_{ult} = c N_c i_{\alpha} i_{\beta} i_{\gamma} + \gamma D_f N_q i_{\alpha} i_{\beta} i_{\gamma} + 0.5 \gamma B N_q i_{\alpha} i_{\beta} i_{\gamma}$$

Donde:

c = cohesión del suelo (kg/cm^2)

i_{α} , i_{β} , i_{γ} = Factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones sólo del ángulo de fricción del suelo

i_{α} , i_{β} , i_{γ} = Factores de forma (adimensional)

i_{α} , i_{β} , i_{γ} = Factores de profundidad (adimensional)



- ◆◆◆◆.◆◆◆◆.◆◆◆◆ = Factores de inclinación de la base del cimiento (adimensional)
- ◆◆◆◆.◆◆◆◆.◆◆◆◆ = Factores de inclinación de la superficie del terreno (adimensional)
- B = Ancho de cimentación (m, cm, etc.)
- ◆◆ = Peso específico del suelo (kg/cm³)
- ◆◆ = Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación (kg/cm²)

(Notación: s = forma; d = profundidad; i = inclinación de la carga; b = inclinación de la base del cimiento; g = inclinación de la superficie del terreno). Para una cimentación sobre un suelo cohesivo (donde ángulo de fricción es $\phi' = 0$ por lo que $\tan \phi' = 0$ y una falla no drenada Hansen dice que lo más correcto de expresar la ecuación para el calculo de capacidad de carga es la siguiente:

$$q_{ult} = (c + 2) \gamma [1 + \dots + \dots + \dots]$$

Se observa que sus factores de capacidad portante, dos de los tres son idénticos a los usados en la ecuación de Meyerhof.

$$q_{ult} = \dots (\dots - 1)$$

$$q_{ult} = \dots (45 + \dots / 2) \dots$$

$$q_{ult} = 1.5 (\dots - 1) \dots$$

Para los factores de inclinación de la carga Hansen nos recomienda usar las siguientes

fórmulas: $\dots = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 + \dots}$

$$\dots = [1 - \dots^{0.5H} / (V + A \cot \phi')]^5$$



$$C_{\phi} = [1 - 0.7H / (V + A \cot \phi')]^5$$

Donde:

$$C_{\phi} = \dots$$

$$C_{\phi} = \dots$$

$$C_{\phi} = \dots'$$

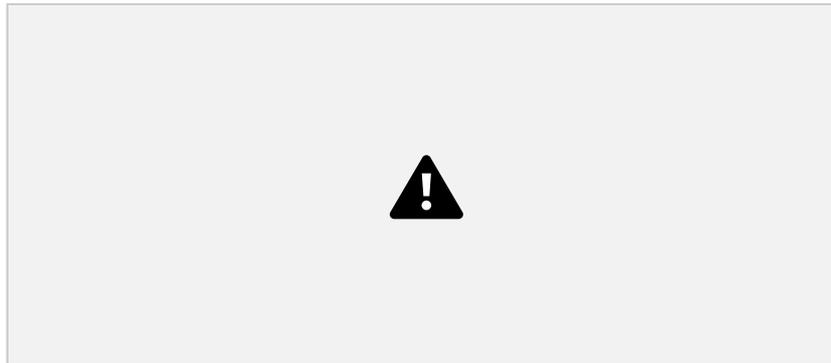


Figura 19. Carga aplicada inclinada y excéntrica

Fuente: A Revised Extended F6rmula for Bearing Capacity (1970)

(Hansen, 1970) desino las siguientes expresiones para los factores de inclinaci6n de la base del cimiento.

$$C_{\phi} = \frac{2\eta}{\pi + 2(\text{radianes}) \text{ 6 } \eta^{\circ}}$$

147° (grados) (soluci6n exacta)

$$C_{\phi} = 1 - \frac{\eta^{\circ}}{147^{\circ}}$$

$$C_{\phi} = C_{\phi}^{-2.7} \dots \dots \dots \text{ (soluci6n exacta)}$$

$$C_{\phi} = C_{\phi}^{-2.7} \dots \dots \dots \text{ (expresi6n emp6rica)}$$

En caso que exista una inclinaci6n en la base del cimiento donde ($\eta > 0^{\circ}$) el coeficiente



$$i_{\eta} = [1 - (0.7 - \frac{147}{A + V}) \eta^{\circ}]$$

Donde:

η = carga horizontal inclinada paralela a la base de cimentación (kg/cm²) η° = ángulo de inclinación de la base del cimient (grados sexagesimales) A = área efectiva de la cimentación (m², cm², etc.)

V = carga vertical perpendicular a la base de cimentación (kg/cm²)

Para los factores de inclinación del terreno, Hansen nos sugiere utilizar las siguientes expresiones.

$$\beta = 2\beta^{\circ}$$

$$\beta + 2 = \frac{\beta^{\circ}}{147}$$

$$\beta = 1 - \frac{\beta^{\circ}}{147}$$

$$147^{\circ}$$

$$\beta = (1 - 0.5 \beta^{\circ}) 5 = \beta$$

Donde:

β = factores de inclinación de terreno (adimensional) β° = β = ángulo de inclinación de la base del cimient (grados sexagesimales) β = profundidad de cimentación medida desde la superficie del terreno (m, cm)

Los factores que son tomados por (Hansen, 1970) para describir el efecto de la forma del cimient para cimentaciones rectangulares es ($\beta < \beta$) y cuadradas (de lado B). bajo cargas verticales son:



$$K_1 K_2 K_3 = 0.2 K_4 K_5$$

$$K_1 K_2 K_3 = 1 + Nq$$

$$Nc$$

$$K_1 K_2 K_3 = 1 + K_4 K_5 K_6 K_7 K_8 K_9 K_{10} K_{11} K_{12} K_{13} K_{14} K_{15} K_{16} K_{17} K_{18} K_{19} K_{20}$$

$$K_1 K_2 K_3 = 1 - 0.4 K_4 K_5 \geq 0.6$$

Donde:

$K_1 K_2 K_3 = K_4 K_5 = K_6 K_7 = K_8 K_9 =$ factores de forma del cimiento (adimensional) B = ancho de cimentación (m, cm, etc.)

L = largo de cimentación (m, cm, etc.)

α = ángulo de fricción del suelo (grados sexagesimales)

$K_1 K_2 K_3, K_4 K_5, K_6 K_7, K_8 K_9 =$ factores de capacidad de carga (adimensional)

Para los factores de profundidad (Hansen, 1970) sugieren las siguientes fórmulas aproximadas:

Para $\alpha \leq 30^\circ$

$$K_1 K_2 K_3 = 0.4 K_4 K_5$$

$$d_{\alpha} = 1 + 0.4 K_6 K_7$$

$$d_{\alpha} = 1 + 2 K_8 K_9 K_{10} K_{11} K_{12} K_{13} K_{14} K_{15} K_{16} K_{17} K_{18} K_{19} K_{20} (1 - K_4 K_5)^2 K_{21} K_{22}$$

$$d_{\alpha} = 1$$

Para $\alpha \geq 30^\circ$

$$K_1 K_2 K_3 = 0.4 \arctan \left(\frac{K_4 K_5}{K_6 K_7} \right)$$

$$d_{\alpha} = 1 + 0.4 \arctan \left(\frac{K_8 K_9}{K_{10} K_{11}} \right)$$

$$d_{\alpha} = 1 + 2 K_{12} K_{13} K_{14} K_{15} K_{16} K_{17} K_{18} K_{19} K_{20} (1 - K_4 K_5)^2 \arctan \left(\frac{K_{21} K_{22}}{K_{23} K_{24}} \right)$$

$$d_{\alpha} = 1$$



Donde:

$\phi = \phi = \phi = \phi = \text{factores de profundidad (adimensional)}$

B = Ancho de la cimentación (m, cm, etc.)

D = Profundidad de la cimentación (m, cm, etc.)

$\phi = \phi = \text{Ángulo de fricción del suelo (grados sexagesimales)}$

2.2.2.1.4. Teoría de Prandtl

Prandtl estudió en 1920 el problema de la indentación de un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y rígido-plástico perfecto, por un elemento rígido de longitud infinita, de base plana. Considerando que el contacto entre el elemento y el medio era perfectamente

35

liso, propuso el mecanismo de falla que se muestra esquemáticamente en figura (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 1973, p. 246)

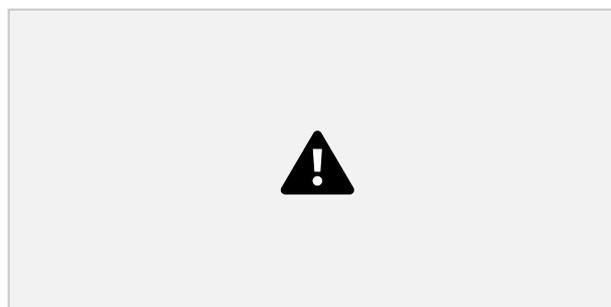


Figura 20. Solución de Prandtl

Fuente: Mecánica de suelos (1973)

La superficie entre AB es un plano principal, porque no existe un esfuerzo rasante en ella y las superficies AC y BD son superficies libres de todo esfuerzo y por eso también son planos principales. Teniendo en cuenta que habrán esfuerzos normales horizontales a lo largo de AC y BD generados por la presión del cimiento, son de compresión, por ende para tener una falla se debe aplicar un esfuerzo de compresión equivalente a $2c$, (considerando que el medio es sólido de resistencia constante igual a c , un elemento vecino a la superficie AC o BD está en condición análoga a la que se tiene en una prueba de compresión simple, en la cual la



tenemos que la región ACE es una región de esfuerzos constantes, iguales a la compresión horizontal antes mencionada también la región AGH tiene esfuerzos constantes. La transición entre ambas regiones es una zona de esfuerzos cortantes radial (AEH). Con estos estados de esfuerzos, Prandtl calculó que la presión límite que puede ponerse en la superficie AB está dada por el siguiente valor para q_c (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 1973, pp. 246-247).

$$q_c = (\pi + 2)c$$

Lo explicado anteriormente parece indicar que en el momento del flujo plástico incipiente, el elemento rígido ejerce una presión uniforme igual a $(\pi + 2)c$ en el sólido plástico semi infinito,

La ecuación anterior no tendría verosimilitud física si no podemos enlazar un mecanismo cinemático de falla posible, con un campo de velocidades cinemáticamente admisible. Prandtl logró esto considerando que la región ABH se adhiere como cuerpo rígido teniendo un movimiento vertical como si sería parte del elemento rígido. En la zona AEH las líneas de

36

deslizamiento son círculos con centro en A y con velocidad tangente con un valor de $\sqrt{2}/2$, constante en toda la zona suponiendo que el elemento rígido desciende con una velocidad unitaria. Finalmente se puede decir que la región ACE se mueve como cuerpo rígido con la velocidad de valor $\sqrt{2}/2$, en la dirección de EC. La anterior ecuación de Prandtl, es la base de todas las Teorías de Capacidad de Carga que se han desarrollado para aplicación específica a suelos. (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 1973, p. 247)

2.2.2.1.5. Teoría de Skempton

Terzaghi en su Teoría con aplicación en suelos puramente cohesivos no toma en consideración el valor de N_c ósea la profundidad de desplante del cimiento en el estrato de apoyo que se expresa como D en la figura 20. Los dos cimientos tendrían la misma capacidad, en lo referente a la influencia de la cohesión, es decir, al valor de N_c . (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 1973, p. 256)

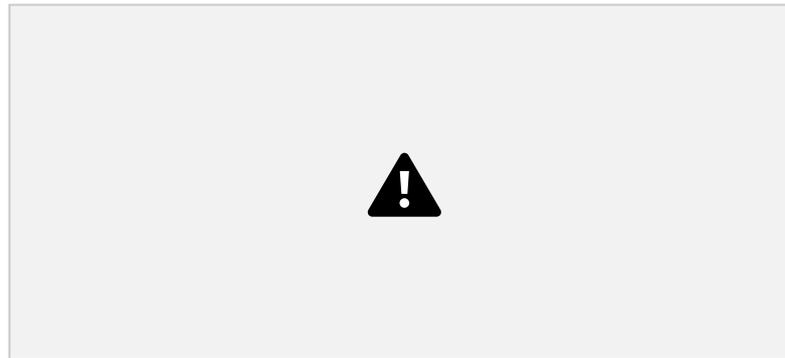


Figura 21. *Influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c , en suelos puramente cohesivos* Fuente: Mecánica de suelos (1973)

Skempton adopta para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos una ecuación de forma totalmente similar a la de Terzaghi, según la cual se expresa por $q_c = cN_c + \gamma D_f$

La diferencia es que ahora N_c ya no vale siempre 5.7, sino que este cambia en función de la relación D/B , donde D es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y B es el ancho del mismo elemento. En la figura 21 en una tabla dentro de ella aparecen los valores obtenidos por Skempton para N_c , para los diferentes casos que son cimientos largos y de cimientos cuadrados o circulares. (Juarez Badillo & Rico Rodriguez, 1973, p. 256)

37

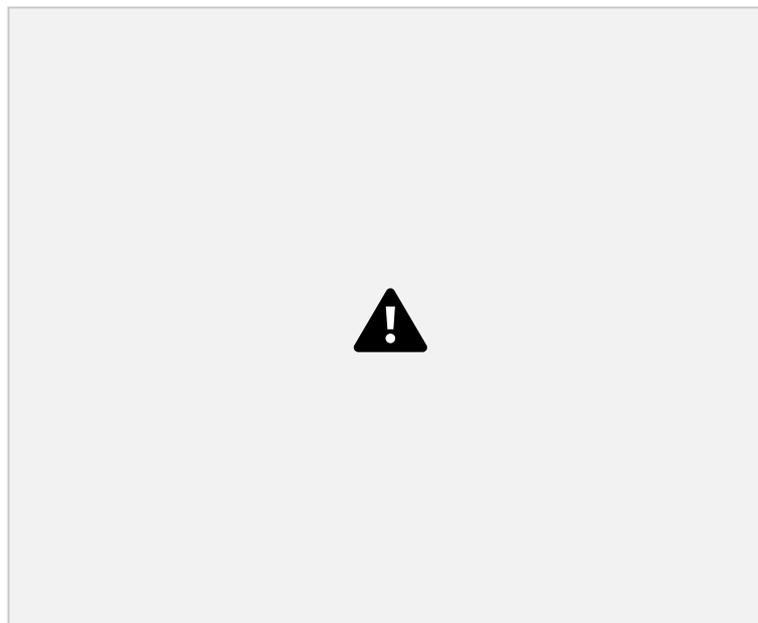


Figura 22. *Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos*



2.2.3. Ensayo de penetración estándar (SPT)

La norma indica que el ensayo consiste en hincar un muestreador de caña partida para obtener una muestra representativa de suelo para obtener la medida de la resistencia del suelo a la penetración del muestreador, también nos habla de que este método es usado en diferentes tipos de proyectos de exploración geotécnicos. Existen muchas correlaciones publicadas que relacionan el valor de N (Número de golpes). (NPT 339.133:1999 SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT, 1999).

El ensayo de penetración estándar (SPT), fue desarrollado en el año de 1927, es el más popular y más económica para obtener la información del subsuelo para calcular los parámetros de falla. Se calcula que el 85 - 90 % del diseño de cimentaciones convencionales en Norte y Sur América se realiza usando el SPT. Aunque esta prueba también es usada en otras regiones geográficas del mundo. Este método se ha estandarizado como la norma ASTM D 1586 desde 1958 con revisiones periódicas por diferentes autores hasta la fecha. (Atala Abad, 2011, pág. 11).

38

2.2.3.1. Principio del método.

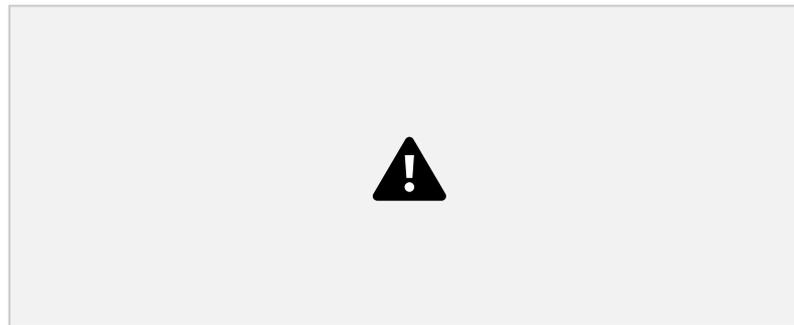
Este ensayo, probablemente es el más usado dentro de los ensayos que se realizan en campo, lo que busca es calcular la resistencia del suelo a la penetración dinámica de un muestreador de tubo partido de 50 mm de diámetro, al ser hincado en el suelo en la base de una perforación, el muestreador se une a las varillas de perforación y se hinca en el suelo mediante la fuerza dinámica que produce una masa de 65 kg que cae libremente y se cuenta el número de golpes necesarios para hincar los últimos 30 cm, este valor se denomina resistencia a la penetración estándar que se expresa como una N. (Berry & Reid, s/f, p. 337).

Este método consiste en la caída libre de un martillo que tiene una masa de 140 lb



golpeado sobre un cabezal conectado al penetrómetro mediante barras. El se cuenta el número de golpes N que son necesarios para penetrar una altura de 12 pulg (30 cm), y este se define como la resistencia a la penetración. (NPT 339.133:1999 SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT, 1999, p. 2)

Tabla 4: Resistencia a la penetración en arenas.



Fuente: Diseño de cimentaciones (s/f)

2.2.3.2. Procedimiento de Perforación

Es aceptable cualquier perforación que realice una cavidad relativamente limpia y estable antes de poder iniciar con el ensayo y así introducir el muestreador que asegure el ensayo donde se realizara en un suelo que no debe ser alterado. Existe diferentes métodos

39

que son aplicados para diferentes tipos de suelos según se vea conveniente. (NPT 339.133:1999 SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT, 1999, p. 4)

- a) Método de perforación por rotación.
- b) Método de barreno continuo con eje hueco.
- c) Método de lavado.
- d) Método de barreno continuo con eje sólido.

2.2.3.3. Aparatos

- Equipo de Perforación.

Cualquier equipo de perforación será aceptable siempre y cuando su cavidad



penetración estándar se realice en un suelo inalterado. El uso de algunas piezas en el equipo varían según la perforación en algunas condiciones de subsuelo. (NPT 339.133:1999 SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT, 1999).

- Brocas de Arrastre.

Las brocas de arrastre deben tener la cola de pez menor a 6,5 pulg (162 mm) y mayor de 2,2 pulg (56 mm) de diámetro, estos pueden usarse en conexión con métodos de perforación por rotación en cavidad abierta. Para evitar que exista variaciones dentro del suelo en la parte inferior no se permite las brocas con descarga de fondo. Solo se permiten brocas con descarga lateral. (NPT 339.133:1999 SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT, 1999).

- Brocas de Cono-Rodillo.

Las brocas de cono-ladrillo deben ser menor de 6,5 pulg (162 mm) y mayor de 2,2 pulg (56mm) de diámetro pueden usarse en conexión con métodos de perforación por rotación de cavidad abierta, por si la descarga del fluido de excavación es desviada.

40

(a) (b)



Aproximadamente $\frac{3}{4}$ vueltas en el sentido inverso a las agujas del reloj. b)

Aproximadamente $2 \frac{1}{4}$ vueltas en el sentido de las agujas del reloj. **Figura 23.**

Definiciones del número de vueltas de la soga y el sentido de giro. Fuente: NPT 339.133 (1999)

- Barrenos continuos con eje hueco.

Los barrenos continuos deben estar con o sin ensamblaje de broca central, que



deberá ser menor de 6,5 pulg (162 mm) y mayor de 2,2 pulg (56 mm). (NPT 339.133:1999 SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT, 1999).

- Barrenos continuos sólidos.

Los barrenos de tipo balde debe ser menor de 6,5 pulg (162mm) y mayor de 2,2 pulg (56 mm) de diámetro pueden usarse si el suelo en las paredes laterales del sondaje no colapsa sobre el muestreador o las varillas durante el muestreo. (NPT 339.133:1999 SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT, 1999).

- Varillas de Muestreo.

Las varillas deben ser de acero con unión rápida para conectar el muestreador de caña partida con el ensamblaje de caída de peso. La varilla de muestreo deberá tener una rigidez (momento de inercia) igual o mayor a aquella de una varilla “A” de paredes paralelas (una varilla de acero con un diámetro exterior de 1 5/8 pulg (41,2 mm) y un diámetro interior de 1 1/8 pulg (28,5 mm).

- Muestreador de Caña Partida.

41

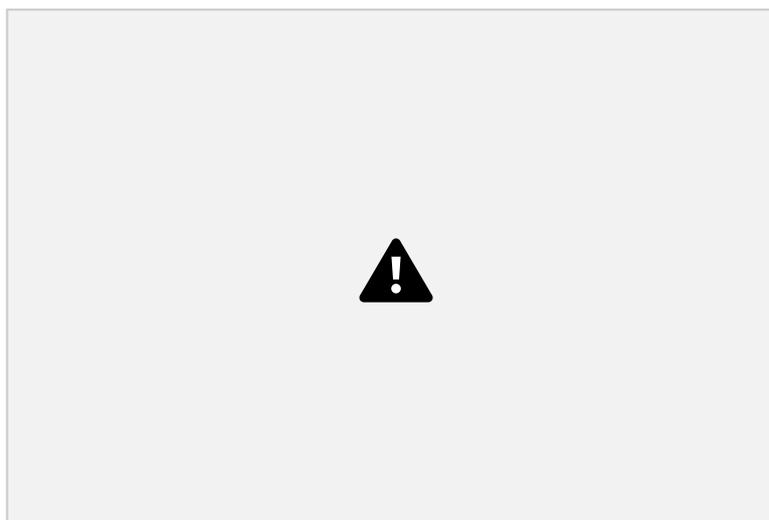


Figura 24. *Muestreador de tubo partido*

Fuente. Manual de ensayo de materiales del ministerio de transportes y comunicaciones (2016)



- Martillo y Yunque.

El martillo debe de pesar $63,5 \pm 1$ Kg aproximadamente y debe ser una masa metálica sólida y rígida. El martillo debe golpear el yunque cuando se deja caer. Se debe usar una guía que permita una caída libre. Los martillos que se usan en el método de malacate y soga, deber tener una capacidad de sobreelevación libre de al menos 4 pulg (100 mm). Por temas de seguridad se recomienda el uso de un equipo con yunque interno. (NPT 339.133:1999 SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT, 1999).

- Sistema de Caída del Martillo.

“Puede utilizarse sistemas de malacate-soga, semiautomático o automático, siempre y cuando el aparato de levante no cause penetración del muestreador cuando se engancha y levanta el martillo” (NPT 339.133:1999 SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT, 1999).

- Equipo Accesorios.

“Deberán proporcionarse etiquetas, contenedores, hojas de datos y equipos para medir el nivel de agua, de acuerdo con los requisitos del proyecto” (NPT 339.133:1999 SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT, 1999).

42



Figura 25. Se observa el armado del equipo de Penetración Estándar (SPT) en el primer punto a incursionar en la A.P.V. Sol Naciente.

Fuente: Elaboración propia

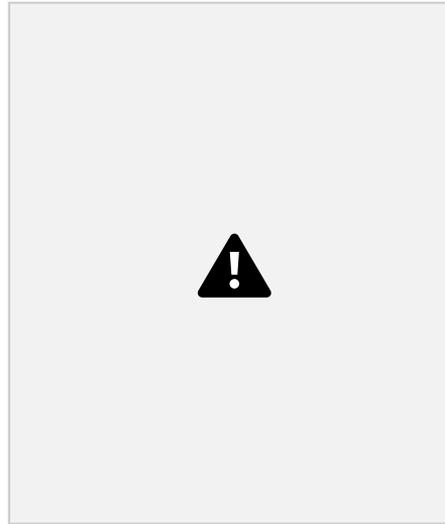


Figura 26. Se observa la colocación del martillo y el yunque del equipo de Penetración Estándar (SPT) en el primer punto a incursionar en la A.P.V. Sol Naciente.

Fuente: Elaboración propia

2.2.3.4. Procedimiento de muestreo y ensayo

“Después que el sondaje se ha avanzado hasta la elevación del muestreo deseado y se ha removido los sobrantes de la excavación, preparar el ensayo con la secuencia de operación siguiente:” (NPT 339.133:1999 SUELOS. Método de ensayo de penetración estándar SPT, 1999).

43

Se debe de asegurar el muestreador de caña partida con las varillas de muestreo, para poder bajarlo con cuidado para evitar que se caiga, luego se debe colocar el martillo encima para poder conectarlo con el yunque. Descansar el peso muerto en el fondo de la perforación y aplicar un golpe de asiento, después se marca la varilla cada 0.15m de modo que el muestreador avance por cada impacto del martillo y hacer el conteo de golpes cada 0.15m que entra la varilla al suelo, puede que suceda lo siguiente:

Si se aplicó un total de 50 golpes durante cualquiera de los tres incrementos de 0.15m o un total de 100 golpes y al ver que no avanza no se tomara en cuenta esa perforación (SE RECHAZA), en caso no pase nada de lo antes explicado se debe registrar el numero de golpes, se debe tener en cuenta que el segundo y tercer incremento de 0.15m de penetración se suma lo que viene a ser esto “la resistencia a la penetración estándar” o “valor N”.



Para realizar los cálculos ya se debe de contar con el valor de N (Número de golpes necesarios para hincar un toma muestras una altura de 30 cm. en un estrato de suelo, una profundidad que generalmente varía de metro en metro) se determina sumando los valores de $N_1 + N_2$, entonces: $N=N_1+N_2$

Dónde:

- N1: El número de golpes requeridos para hincar él segundo tramo toma muestras 15cm.
- N2: El número de golpes requeridos para hincar él tercer tramo toma muestras otros 15 cm.

La siguiente tabla presenta los valores de diferentes propiedades para diversos tipos de suelos y rocas. Estos valores pueden servir de guía preliminar hasta que el Profesional Idóneo encargado los confirme, o realice un programa de pruebas de campo y/o laboratorio, que a su discreción proporcione los parámetros requeridos. (Noriega, s/f)

44

Tabla 5: *Propiedades comunes de Suelos Granulares, no cohesivos.*



Fuente: Geotecnia. Capitulo-5-Geotecnia (s/f)

Es importante recalcar que existen varios factores que contribuyen a que exista una variación en la obtención del número de golpes en la penetración estándar N a una profundidad dada para perfiles de suelo similares. Dentro estos factores esta la eficiencia del martinete SPT, el diámetro de la perforación, el método de muestreo y la longitud de la barra (Skempton, 1986; Seed y colaboradores, 1985). La eficiencia energética del martinete SPT se puede expresar así: (Das, 2012, p. 83)

$$E_r(\%) = \frac{\text{energía total del martinete al muestreador}}{\text{energía de entrada} \times 100}$$

$$\text{Energía teórica de entrada} = W * h$$

Donde:

$$W = \text{peso del martinete} \approx 0.623 \text{ kN}$$

$$h = \text{altura de caída} \approx 0.76 \text{ m}$$

Por lo tanto,

$$W h = (0.623) (0.76) = 0.474 \text{ kN-m}$$



Dentro de las variaciones en el campo esta el de la magnitud Er que puede variar entre un 30 a 90%. En Estados Unidos se expresa el valor N para una relación energética promedio de 60% (N60). Las correcciones y observaciones en los procedimientos de campo parece ser suficiente para estandarizar el número de penetración estándar en función de la energía de entrada de hincado y su disipación alrededor del muestreador hacia el suelo circundante. (Das, 2012, p. 83)

$$N_{60} = \frac{\underbrace{\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4}_{\text{Eficiencia del martinete}} \underbrace{\alpha_5 \alpha_6 \alpha_7 \alpha_8}_{\text{Corrección por el diámetro de la perforación}} \underbrace{\alpha_9 \alpha_{10} \alpha_{11} \alpha_{12}}_{\text{Corrección del muestreador}} \underbrace{\alpha_{13} \alpha_{14} \alpha_{15} \alpha_{16}}_{\text{Corrección por longitud de la barra}}}{60}$$

Donde:

N60 = Número de penetración estándar, corregido por las condiciones en el campo N = Número de penetración medido

- $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4$ = Eficiencia del martinete (%)
- $\alpha_5 \alpha_6 \alpha_7 \alpha_8$ = Corrección por el diámetro de la perforación
- $\alpha_9 \alpha_{10} \alpha_{11} \alpha_{12}$ = Corrección del muestreador
- $\alpha_{13} \alpha_{14} \alpha_{15} \alpha_{16}$ = Corrección por longitud de la barra

Las variaciones de $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 \alpha_7 \alpha_8 \alpha_9 \alpha_{10} \alpha_{11} \alpha_{12} \alpha_{13} \alpha_{14} \alpha_{15} \alpha_{16}$ con base en recomendaciones de Seed y colaboradores (1985) y Skempton (1986) se resumen en las siguientes tablas.

Tabla 6: Variación de $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4$



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (2012)

Tabla 7: Variación de $\alpha_5 \alpha_6 \alpha_7 \alpha_8$



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (2012)

Tabla 8: Variación de ϕ ϕ ϕ ϕ



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (2012)

Tabla 9: Variación de ϕ ϕ ϕ ϕ



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (2012)

2.2.3.5. Correlaciones para N_{60} en suelo cohesivo

Se debe obligar al ingeniero geotécnico a sacar muestras de suelos inalterados, ya que las pruebas de penetración estándar proporcionan varias correlaciones útiles. Se tienen ejemplos como el poder calcular la consistencia de los suelos arcilloso a través del número de penetración estándar, N_{60} . A fin de lograr eso, Szechy y Vargi (1978) calcularon el índice de consistencia (IC) como (Das, 2012, p. 83).



$$IC = \frac{w - LL}{LL - LP}$$

Donde:

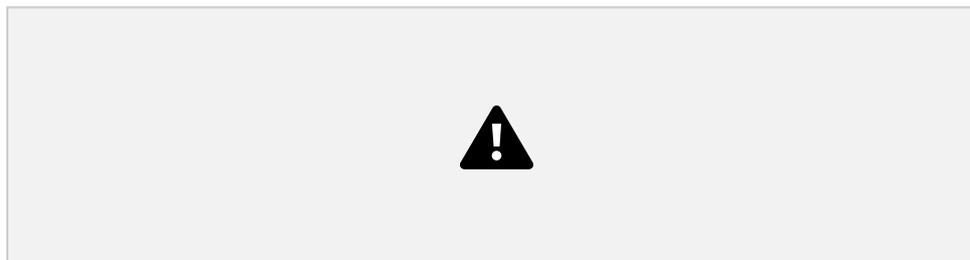
w = contenido de humedad natural

LL = límite líquido

LP = límite plástico

Existe una relación entre IC, N₆₀ y la resistencia a la compresión simple (q_u) que se muestra en la siguiente tabla

Tabla 10: Correlación aproximada entre IC, N₆₀ y q_u



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (2012)

Hara y colaboradores (1971) también sugieren la correlación siguiente entre la resistencia al corte no drenada de arcilla (c_u) y N₆₀:

$$c_u = 0.29 \frac{N_{60}}{P_a}^{0.72}$$

Donde P_a = presión atmosférica (≈ 100 kN/m², ≈ 2000 lb/pulg²)

2.2.4. Ensayo Triaxial

La prueba triaxial de corte es un método confiable que actualmente se encuentra disponible para la determinación de los parámetros de resistencia cortante que son el ángulo de fricción y la cohesión. Es muy usada para la investigación y las pruebas convencionales. La prueba se considera confiable por las siguientes razones: (Das, 2015, p. 239).

1. “Proporciona información sobre el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo que la prueba de corte directo no” (Das, 2015, p. 239).



2. “Proporciona condiciones de esfuerzo más uniformes que la prueba de corte directo al hacer su concentración de esfuerzos a lo largo del plano de falla” (Das, 2015, p. 240).
3. “Proporciona más flexibilidad en términos de la trayectoria de carga” (Das, 2015, p. 240).

El objetivo según bowles (1981), “Introducir al estudiante al procedimiento básico para determinar los parámetros de suelos ϕ y c del suelo. Se incluyen métodos para suelos cohesivos

y suelos no cohesivos” (p. 141).

Según Valerio Salas (2011), “La prueba de ensayo triaxial es uno de los métodos más confiables para determinar los parámetros de la resistencia al cortante” (p. 15).

2.2.4.1. Descripción del ensayo.

“En la prueba triaxial de corte generalmente se utiliza una muestra de suelo de 38 mm de diámetro y 76 mm de largo” (Das, 2015, p. 240).

En un ensayo triaxial, un espécimen cilíndrico de suelo es revestido con una membrana de látex dentro de una cámara a presión. La parte superior e inferior de la muestra tiene discos porosos, los cuales se conectan al sistema de drenaje para saturar o drenar el espécimen. En estas pruebas se pueden variar las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales sobre el espécimen de suelo, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa. Los especímenes usualmente están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua. (Valerio Salas, 2011, p. 15)

El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara. (Valerio Salas, 2011, p. 15)

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases del espécimen actuará además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara



Por lo general se usa σ_1 , σ_2 y σ_3 para nombrar a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; los esfuerzos intermedios y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y son iguales a la presión lateral. (Valerio Salas, 2011, p. 16)

En la siguiente figura se muestra un diagrama de la disposición de la prueba triaxial.

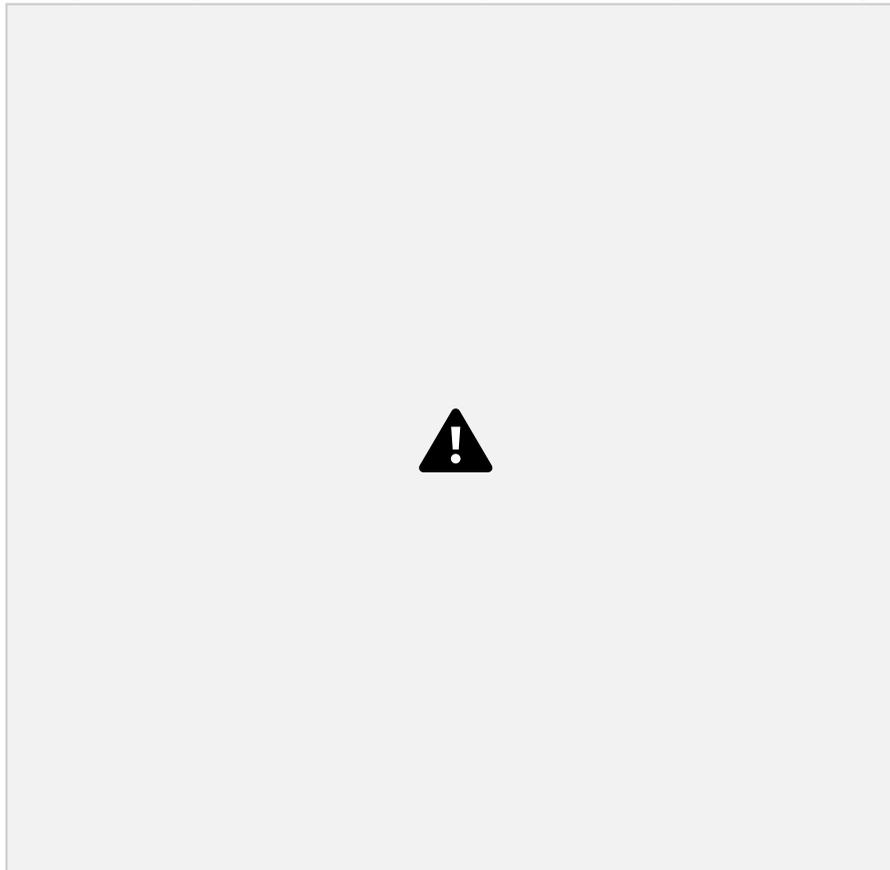


Figura 27.

Diagrama de un equipo de prueba triaxial

Fuente: Fundamentos de Ingeniería geotécnica (2015)

El objetivo de controlar el drenaje dentro del ensayo triaxial es para proporcionar condiciones de ensayo que sean similares a las condiciones reales de carga o drenaje en el campo buscando tener los datos más reales posibles. Existen variaciones para la consolidación y drenaje que se tiene durante la aplicación de carga, debido a que dependen del tipo de suelo y la velocidad y secuencia de carga en el campo. Debido a que la resistencia cortante del suelo está controlada por la cantidad de drenaje que



ocurre durante la carga, es primordial realizar la medición de la resistencia cortante utilizando un procedimiento de ensayo que sea el más adecuado para simular el drenaje y la consolidación que ocurrirán durante la construcción. (Alva Hurtado, s/f, p. 30)

“También se proporcionan conexiones para medir el drenaje dentro o fuera de la muestra, o para medir la presión del agua intersticial (para las condiciones de la prueba). En general, se realizan tres tipos estándar de pruebas triaxiales:” (Das, 2015, p. 241).

1. Prueba consolidada-drenada o prueba drenada (prueba CD)
2. Prueba consolidada-no drenada (prueba CU)
3. Prueba no consolidada-no drenada o prueba no drenada (prueba UU)

2.2.4.2. Tipos de prueba triaxial

2.2.4.2.1. Prueba consolidada-drenada o prueba drenada (prueba CD)

En este tipo de ensayo primero se consolida completamente al suelo bajo un estado de esfuerzo inicial. Después se aplica el esfuerzo axial muy lentamente para que las presiones de poro generadas puedan tener tiempo de disiparse, o la carga axial se aplica en incrementos pequeños manteniendo cada incremento hasta que las presiones de poro se hayan disipado antes de aplicar el siguiente incremento. Este procedimiento de ensayo se utiliza cuando el suelo en el campo drena relativamente rápido durante la aplicación de cargas de construcción (en arenas), o cuando el suelo tiene tiempo suficiente para drenar bajo la carga aplicada y la resistencia cortante se determinará cuando la disipación de la presión de poros y el drenaje en el campo hayan ocurrido.

(Alva Hurtado, s/f, pp. 30-31)

La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. En primer lugar, se aplica al suelo una presión hidrostática,



el tiempo necesario para que haya consolidación 39 completa bajo la presión actuante. Cuando

51

el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo, es decir, producen esfuerzos efectivos, en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra se lleva a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero. (Valerio Salas, 2011, p. 16)

Los ensayos consolidados drenados se utilizan esencialmente en suelos granulares (arenas), sin embargo, se puede aplicar en suelos finos, pero los ensayos requieren tiempos prolongados del orden de semanas (Valerio Salas, 2011, p. 16)

Este ensayo se justifica económicamente mayormente en proyectos grandes por el detalle que se tiene y el tiempo necesario para realizarlo. Este ensayo arroja los datos más reales para (ϕ y c), para la mayoría de proyectos depende que tan rápido se produzca la carga en el lugar para poder aplicar ya sea relleno o una carga de cimiento (Bowles, 1981, p. 143).

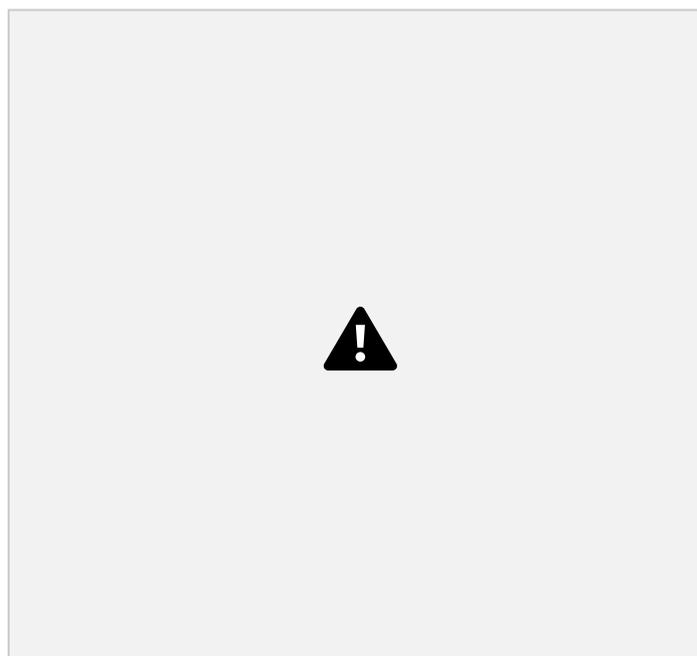


Figura 28. Prueba triaxial consolidada-drenada



- a) muestra bajo presión de confinamiento en la cámara.
- b) aplicación del esfuerzo desviador.

52

2.2.4.2.2. Prueba consolidada-no drenada (prueba CU)

Este ensayo se hace después de que la muestra se ha consolidado con la válvula de drenaje abierta bajo una presión de cámara constante. Se necesita algún aparato que permita controlar la muestra para determinar cuándo ha terminado el cambio de volumen (o cesado el drenaje del fluido de los poros) indicando que la consolidación ha terminado. Como la consolidación toma un tiempo considerable en materiales arcillosos, se han desarrollado técnicas especiales tales como hacer un núcleo de arena en el espécimen o utilizar bandas de papel de filtro o de algodón espaciada alrededor del perímetro superficial de la muestra adyacente a la membrana de caucho para acelerar el drenaje. (bowles, 1981, p. 143)

Un ensayo consolidado-no drenado podría utilizarse para determinar la resistencia cortante del suelo bajo el terraplén para su utilización en el diseño de la cimentación de la edificación, y el estado de esfuerzo inicial usado representaría los esfuerzos en el suelo después que se haya consolidado bajo la carga del terraplén. (Como se discutirá posteriormente, este procedimiento de ensayo también puede utilizarse para determinar las propiedades a obtenerse de un ensayo consolidado-drenado, si se miden las presiones de poros durante la etapa de aplicación de corte no drenado). (Alva Hurtado, s/f, p. 31)

“El ensayo CU (consolidado-no drenado) se realiza generalmente con medición de la presión de poros o neutra con el fin de determinar los parámetros de “C” y “ ϕ ” en términos de esfuerzos totales y esfuerzos efectivos” (Valerio Salas, 2011, p. 16).

“La prueba consolidada-no drenada es el tipo de prueba triaxial más común” (Das, 2015, p. 249).

53

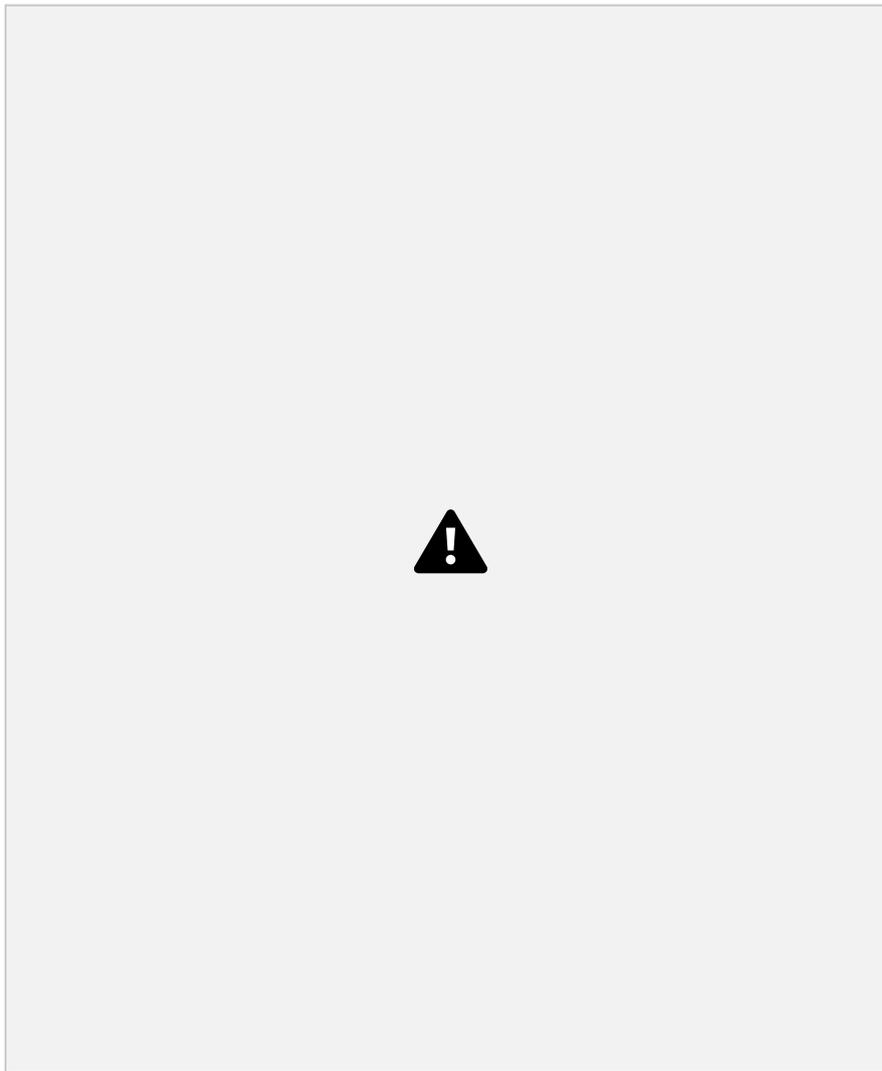


Figura 29. *Prueba triaxial consolidada-no drenada*
Fuente: Fundamentos de Ingeniería geotécnica (2015)

- a) Muestra bajo la cámara de presión de confinamiento.
- b) Se muestra el cambio de volumen en la muestra debido a la presión de confinamiento.
- c) Se muestra la aplicación de esfuerzo desviador.
- d) Se muestra el esfuerzo desviador contra deformación axial de arena suelta y arcilla normalmente consolidada.
- e) Se muestra el esfuerzo desviador contra deformación axial para la arena y la arcilla densa sobreconsolidada.



- f) Se muestra la variación de la presión del agua intersticial con la deformación axial para arena suelta y arcilla normalmente consolidada.
- g) Se muestra la variación de la presión del agua intersticial con la deformación axial para arena y arcilla densa sobreconsolidada.

2.2.4.2.3. Método de ensayo normalizado de compresión triaxial no consolidado – no drenado para suelos cohesivos NPT 339.164:2001

Esta Norma Técnica Peruana tomó en su totalidad a la Norma ASTM D 2850-95.

Objetivo

Esta Norma Técnica Peruana nos habla de como determinar la resistencia y la relación de esfuerzo-deformación de un espécimen cilíndrico para suelos cohesivos inalterados. Los especímenes están sujetos a una presión de confinamiento por un fluido en una cámara triaxial, donde no está permitido el drenaje del espécimen durante la ejecución del ensayo. La muestra empieza a ser cortada en compresión sin tener drenaje a una razón constante de deformación axial (deformación controlada).

Esta Norma Técnica Peruana nos muestra datos para el cálculo de las propiedades de resistencia no drenadas y relaciones de esfuerzo-deformación de los suelos. Este método de ensayo permite la medición del esfuerzo total aplicado al espécimen, esto es, los esfuerzos no son corregidos por la presión de poros.

Importancia y uso

En este método de ensayo, se calcula la resistencia a la compresión de la muestra de un suelo en términos de los esfuerzos totales, por lo tanto la resistencia que se obtuvo depende de la presión desarrollada sobre el fluido de los poros durante la carga aplicada a la muestra. En este método de ensayo, el flujo del fluido no está permitido desde o hacia el espécimen de suelo mientras se aplica la carga, por lo tanto la presión de poros resultante, así como la resistencia, difieren de aquella desarrollada en el caso donde puede ocurrir drenaje.

Si los especímenes de ensayo están 100 % saturados, la consolidación no puede ocurrir cuando se aplica la presión de confinamiento ni durante la etapa de corte del



del mismo

55

material son ensayados, y si todos ellos tienen aproximadamente el mismo contenido de humedad y la misma relación de vacíos cuando son ensayados, entonces tendrán aproximadamente la misma resistencia cortante no drenada. La envolvente de falla de Mohr usualmente será una línea horizontal recta sobre todo el rango de esfuerzos de confinamiento aplicados a los especímenes si estos están totalmente saturados.

Si los especímenes de ensayo están parcialmente saturados o son especímenes compactados, donde el grado de saturación es menor del 100 %, puede ocurrir la consolidación cuando se aplica la presión de confinamiento y durante el corte, aún cuando no se permita el drenaje. Por lo tanto, si varios especímenes parcialmente saturados del mismo material son ensayados a diferentes esfuerzos de confinamiento ellos no tendrán la misma resistencia cortante no drenada. Así, la envolvente de falla de Mohr para ensayos triaxiales no-consolidados no-drenados en suelos parcialmente saturados es usualmente una curva.

El ensayo triaxial no-consolidado no-drenado es aplicable a situaciones donde se asumen que las cargas comienzan a actuar tan rápidamente que no hay tiempo suficiente para la disipación de la presión de poros inducida y para que la consolidación ocurra durante el período de carga (esto significa que no ocurre drenaje).

La resistencia a la compresión determinada utilizando este procedimiento puede no ser aplicable en casos donde las condiciones de carga en el campo difieren significativamente de aquellas utilizadas en este método de ensayo.

Aparatos

Dispositivo de carga axial: El mecanismo de carga axial puede ser un gato de tornillo cuyo dispositivo de carga hidráulica es accionado por un motor eléctrico a través de una transmisión por engranaje, o algún otro aparato de aplastamiento con suficiente capacidad y control para proporcionar la razón de carga prescrita en 8.5. La velocidad de avance del aparato de carga no deberá tener una desviación mayor



carga deberán ser lo suficientemente mínimas para no causar cambios en los tamaños del espécimen.

56

Mecanismo de medición de carga axial: El mecanismo de medición de carga axial deberá ser un anillo de carga, una cámara de carga hidráulica o cualquier otro mecanismo de medición de carga, capaz de medir la fuerza axial con una precisión del 1 % de la carga axial en la falla y puede ser una parte del mecanismo de carga axial.

Cámara de compresión triaxial: La cámara triaxial consiste de una parte superior y una base separados por un cilindro. El cilindro está constituido de un material resistente capaz de soportar la presión aplicada. Es necesario que sea un material transparente con aberturas visibles de manera que el comportamiento de la muestra pueda ser observado. La parte superior de la cámara deberá tener una válvula de purga de tal manera que el aire pueda salir de la cámara, cuando ésta sea llenada. La parte de la base de la cámara deberá tener una entrada a través del cual la presión del agua es suministrada a la cámara.

Pistón de carga axial: El mecanismo llamado pistón pasará a lo largo por la parte superior de la cámara y su seguro de sello deberá ser diseñado tal que la variación en la carga axial debido a la fricción no exceda el 0,1 % de la carga axial.

Dispositivo de control de la presión: El mecanismo de control de la presión de cámara deberá ser capaz de aplicar y controlar la presión de cámara con una precisión de 2 kPa (0,25 psi) para presiones menores que 200 kPa (28 psi) y de 1 % para presiones mayores que 200 kPa (28 psi). Este mecanismo puede consistir en un reservorio conectado a la cámara triaxial y llenado parcialmente con el fluido de la cámara (usualmente agua), con la parte superior del reservorio conectado a un surtidor de gas comprimido, la presión del aire (gas) será controlada por un regulador de presión y es medida por un manómetro, un transductor de presión, o cualquier otro mecanismo que sea capaz de medir presiones con la tolerancia prescrita. No obstante, se podrá utilizar un sistema hidráulico presurizado por peso muerto actuando sobre un pistón o cualquier otro mecanismo de medición de presiones capaz de aplicar y controlar la presión de celda con la tolerancia prescrita en esta



Tapa y base del espécimen: Para prevenir el drenaje del espécimen se utilizará una tapa y base rígida e impermeable. La base y tapa del espécimen deberá estar constituido por un material no corrosivo e impermeable, y cada una deberá tener una superficie plana circular de contacto con la muestra y una sección transversal circular. El radio de la base y la tapa deberán ser iguales al radio inicial del espécimen. La base

57

del espécimen deberá estar conectado a la cámara de compresión triaxial para prevenir alteraciones laterales o inclinaciones. La superficie cilíndrica de la base y la tapa del espécimen que entra en contacto con la membrana debe formar un sello liso y libre de estrías.

Indicador de la deformación: La deformación vertical del espécimen evaluado deberá ser medida con una precisión de por lo menos en un 0,03 % de la altura del espécimen. El indicador de deformación deberá tener un rango de por lo menos el 20 % de la altura del espécimen evaluado existen equipos de evaluación tales como un extensómetro u otro dispositivo de medición que reúna los requerimientos de precisión y rango.

Membrana de jebes: La membrana de jebes que se utilizó para cubrir el espécimen deberá reunir condiciones de protección confiable contra la filtración. Las membranas deberán ser minuciosamente revisadas antes de su uso, en caso que se aprecie algún desperfecto o agujero, ésta deberá ser descartada. Para ofrecer la mínima restricción al espécimen, el radio de la membrana sin estirar deberá fluctuar en un 90 % y el 95 % del radio del espécimen. El grosor de la membrana no deberá exceder el 1 % del radio del espécimen. La membrana de jebes deberá ser sellada tanto en la base como en la tapa del espécimen con anillos de jebes, o por cualquier otro material que produzca un sello efectivo del espécimen.

Extractor de muestra: El aparato llamado extractor de muestra deberá ser capaz de extraer la muestra de suelo del tubo muestreador (shellby) en la misma dirección en la cual esta ingresa al tubo para evitar la alteración de la muestra, pero el principal interés es minimizar el grado de alteración de la muestra.



medir tanto la altura como el diámetro del espécimen se utilizó el vernier para tomar las dimensiones deseadas para dicho ensayo.

Cronómetro: Es un equipo de medición de tiempo que indique el transcurso del tiempo.

Balanzas: Una balanza es un equipo que sirve para tomar el peso de un cuerpo, con una calibración al 0,1 % para evitar errores de la masa total.

58

Aparatos diversos: diferentes equipos, incluyendo un cúter, alambre, regla metálica, y aparatos para preparar los especímenes inalterados, aparatos de moldeo, taras para contenido de humedad, y formato de hojas para la toma de datos.

Especímenes de uso

Tamaño del espécimen: Los especímenes deberán ser cilíndricos y tener un diámetro mínimo de 3,3 cm (1,3 pulgadas) La relación altura-diámetro deberá estar entre 2 y 2,5. El tamaño de la partícula más grande deberá ser menor que un sexto del diámetro del espécimen. Si, después de terminado un ensayo, mediante una inspección visual se encuentra que existen partículas de mayor tamaño, indicar esta información en el reporte de datos de ensayos.

Especímenes inalterados: Prepare los especímenes inalterados a partir de grandes muestras inalteradas o de muestras aseguradas de acuerdo con la ASTM D 1587 o de otros procedimientos aceptables de muestreo inalterado con tubos. Las muestras deben ser preservadas y transportadas de acuerdo con las prácticas para las muestras del Grupo C de la NTP 339.151. Los especímenes obtenidos por el muestreo con tubos pueden ser ensayados sin tallar, salvo por el corte de los extremos de las superficies planas y perpendiculares al eje longitudinal del espécimen, con tal que las características del suelo sean tales que no tengan una alteración significativa por el muestreo. Manipule las muestras cuidadosamente para minimizar alteraciones, cambios en la sección transversal o cambio en el contenido de humedad. Si se causara compresión o cualquier tipo de alteración notable con el dispositivo de extracción, divida el tubo de muestreo longitudinalmente o corte el tubo en secciones apropiadas para facilitar la remoción de la muestra con un mínimo de alteración. Prepare los



Donde el desmoronamiento o la remoción de gravillas que resulten del tallado cause vacíos en la superficie del espécimen, llene cuidadosamente los vacíos con suelo remoldeado, obtenido del tallado. Cuando las condiciones de la muestra lo permitan, se puede utilizar un torno de tallado vertical para reducir la muestra al diámetro requerido. Después de obtener el diámetro requerido coloque la muestra en una caja de ingletes y corte la muestra a la altura final con una sierra de alambre u otro dispositivo adecuado. Talle las superficies con la regla de acero. Realice una o más determinaciones del contenido de humedad en el material tallado de la muestra de

59

acuerdo con el Método de la NTP 339.127. Determine la masa y las dimensiones del espécimen utilizando los dispositivos descritos en 6.10 y 6.12. Se deberán realizar un mínimo de 3 medidas de la altura (apartados 120°) y al menos 3 medidas del diámetro a las cuartas partes de la altura para determinar el promedio de la altura y el diámetro del espécimen.

Procedimiento

1. Primero colocar la membrana de jebe sobre el espécimen, una vez colocada la membrana de jebe alrededor del espécimen y sellada en la tapa y en la base con anillos u otros sellos seguros en cada extremo.
2. Ya con el espécimen cubierta por la membrana de jebe, la cual está sellada en la tapa y la base del espécimen y colocado en la cámara, se ensambla a la cámara triaxial. Para poner en contacto el pistón de carga axial con la tapa del espécimen, hasta permitir un correcto asentamiento y alineamiento del pistón con la tapa. Cuando el pistón esta puesto en contacto, hay que registrar la lectura en el visor de deformación. Durante este procedimiento, tenga cuidado de no aplicar un esfuerzo axial al espécimen que exceda aproximadamente el 0,5 % de la resistencia a la compresión estimada.
3. Una vez ya colocada en la cámara en su posición en el equipo de carga axial. Hay que tener cuidado en alinear el dispositivo de carga axial, y la cámara triaxial para evitar la aplicación de una fuerza lateral al pistón durante el ensayo. Acople el dispositivo de mantenimiento y de medición de presión y llene la cámara con el líquido de confinamiento. Ajuste el dispositivo de mantenimiento y medición de presión a la



aproximadamente 10 minutos después de la aplicación de la presión de cámara para permitir que la muestra se estabilice bajo la presión de celda antes de la aplicación de la carga axial.

4. El equipo de medición de carga axial está localizado fuera de la cámara triaxial, la presión de cámara producirá una fuerza hacia arriba sobre el pistón que reaccionará contra el dispositivo de carga axial. En este caso, comienza el ensayo con el pistón ligeramente sobre la tapa del espécimen, y antes que el pistón entre en contacto con la tapa del espécimen, siga uno de los siguientes pasos: (1) mida y registre la fricción inicial del pistón y el empuje hacia arriba producido en el pistón por la presión de

60

cámara y luego corrija la medida de la carga axial, o (2) gradúe el dispositivo de medición de la carga axial para compensar la fricción y el empuje. Si el dispositivo de medición de la carga axial está ubicado dentro de la cámara, no será necesario corregir o compensar la fuerza de empuje hacia arriba que actúa en el dispositivo de carga axial o la fricción del pistón. En ambos casos registre la lectura inicial en el indicador de deformación cuando el pistón entre en contacto con la tapa de la muestra.

5. Seguidamente aplique la carga axial para producir una deformación axial a una velocidad de aproximadamente 1 % por minuto para materiales plásticos y de 0,3 % por minuto para materiales frágiles que alcancen el máximo esfuerzo desviador en aproximadamente una deformación del 3 al 6 %. A estas velocidades, el tiempo transcurrido para alcanzar el máximo esfuerzo desviador será aproximadamente de 15 a 20 minutos. Continúe la carga hasta una deformación axial del 15 %, salvo que la carga pueda ser detenida cuando el esfuerzo desviador alcance un pico y luego caiga 20 % o la deformación axial haya alcanzado 5% más que la deformación en la cual el pico del esfuerzo desviador ocurrió.
6. Una vez aplicada la carga axial registre valores de carga y deformación para lecturas alrededor de 0,1 %; 0,2 %; 0,3 % de deformación; Tome suficientes lecturas para definir la curva de esfuerzo-deformación; por lo tanto, una mayor frecuencia de lecturas puede ser requerida en las primeras etapas del ensayo y cuando se aproxima a la falla de corte del espécimen.



7. Una vez concluido el ensayo, se procede a retirar el espécimen de ensayo de la cámara triaxial. Se toma el peso para. Determine el contenido de humedad del espécimen de acuerdo con el Método de la NTP 339.127 utilizando la muestra entera, si fuese posible.
8. Ya pesados la muestra (o parte de ella) antes de llevar al horno de secado, hay que tomarle una fotografía del espécimen visualizando el modo de la falla (plano de corte, abultamiento, etc.).

2.2.4.3. Criterios de Falla de Mohr-Coulomb

En (1900) Mohr afirma que un material falla debido un esfuerzo máximo normal y cortante. en la cual presenta una ruptura, sobre un plano de falla y se expresa en la siguiente ecuación (Das, 2015, p. 228).

61

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

Donde:

τ_f = esfuerzo cortante sobre el plano de falla

σ = esfuerzo normal sobre el plano de falla

La envolvente de falla es una línea curva. Es suficiente aproximar el esfuerzo cortante sobre el plano de falla como una función lineal del esfuerzo normal lo cual se conoce como el Criterio de falla Mohr-Coulomb como se presenta en la siguiente ecuación (Das, 2015, p. 229).

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

Donde:

c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna



La Figura 30, muestra, donde, si el esfuerzo normal y cortante sobre un plano en un suelo son tales como se muestra por el punto A, donde no ocurrirá una falla cortante a lo largo del plano. Si el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante sobre un plano son representados por el punto B (sobre la envolvente de falla), entonces ocurrirá una falla de cortante a lo largo de ese plano. Si el esfuerzo está ubicado en el punto C no existe. (Valerio Salas, 2011, p. 15)