

**ANÁLISIS GEOTÉCNICO DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO**

DAVID SEBASTIAN CALPA JUAJINOY

**UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2018**

**ANÁLISIS GEOTÉCNICO DEL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO
BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO**

DAVID SEBASTIAN CALPA JUAJINOY

Trabajo de grado presentado como requisito
para optar el título de Ingeniero Civil.

Director

Ph.D. JUAN GABRIEL BASTIDAS MARTÍNEZ

Codirector

Ing. Esp. JAVIER OSWALDO MORENO MESÍAS

**UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO**

2018

NOTA DE RESPONSABILIDAD

“Las ideas y conclusiones aportadas en el trabajo de grado son responsabilidad exclusiva del autor”. Artículo 1 del acuerdo No.324 del 11 de octubre de 1966, emanado del honorable Consejo Directivo de la Universidad de Nariño.

“La Universidad de Nariño no se hace responsable de las opiniones o resultados obtenidos en el presente trabajo y para su publicación priman las normas sobre el derecho de autor”. Artículo 13, Acuerdo N.005 del 26 de enero de 2010, emanado del honorable Consejo Académico de la Universidad de Nariño.

NOTA DE ACEPTACIÓN

JUAN GABRIEL BASTIDAS MARTÍNEZ
Director

JAVIER OSWALDO MORENO MESÍAS
Codirector

Jurado 1

Jurado 2

AGRADECIMIENTOS

El autor expresa sus agradecimientos a:

JUAN GABRIEL BASTIDAS MARTÍNEZ. Ingeniero civil PhD, por la idea de esta investigación, por la orientación y el apoyo constante.

JAVIER OSWALDO MORENO MESIAS. Ingeniero civil especialista, por su orientación, por sus aportes y recomendaciones.

LUIS ALEJANDRO ERAZO MARTÍNEZ. Ingeniero civil MSc, por su orientación y contribución al desarrollo del componente técnico y analítico.

JONATHAN CEBALLOS Y OSCAR FRANCO. Ingenieros civiles, por su apoyo a la fase experimental de la investigación.

ALVARO MORALES Y DIEGO ENRIQUEZ. Ingenieros civiles, por la información suministrada del proyecto.

GUSTAVO PONCE. Laboratorista de la Universidad de Nariño, por su contribución en el desarrollo de ensayos de laboratorio.

Le agradezco a Dios por guiarme y darme fortaleza desde que emprendí este desafío. A la Virgen de Guadalupe por inspirarme fe y valor. A mis padres por su amor, comprensión y apoyo incondicional; soy todo lo que soy por y para ellos. A mis hermanos por todo su apoyo y cariño. A mis sobrinos por todas las sonrisas, juegos y momentos de alegría. A mis tíos y primos por el cariño y apoyo de siempre. A la Universidad de Nariño por educar a mis hermanos, por permitirme conocer personas muy valiosas y vivir una excelente etapa de vida.

David Sebastian Calpa Juajinoy.

RESUMEN

El nexo más importante entre la ingeniería estructural y la ingeniería geotécnica es el análisis del comportamiento de las cimentaciones, dicho análisis depende fundamentalmente del criterio del ingeniero geotécnico y de los métodos aplicados para la obtención de los parámetros del suelo. El principal objetivo de este trabajo de investigación fue efectuar el análisis geotécnico de las cimentaciones del proyecto de construcción del Costado Sur, del Nuevo Bloque 1 de la Universidad de Nariño, análisis que comprende fundamentalmente la obtención de parámetros geotécnicos, el cálculo de capacidad de carga y el cálculo de asentamientos.

Para tal fin, fueron realizados ensayos de laboratorio de caracterización física y mecánica sobre muestras inalteradas a la profundidad de desplante y se consideraron las informaciones suministradas en el estudio de suelos. Atendiendo a la información disponible se seleccionaron los parámetros geotécnicos y se compararon con los parámetros sugeridos por el estudio de suelos, en dicha comparación la principal diferencia se encontró en las metodologías aplicadas para la corrección de los valores de campo del ensayo de penetración estándar que son fundamentales en el cálculo de capacidad de carga. Se evaluó la capacidad de carga para 4 casos de parámetros geotécnicos con la ecuación general de capacidad de carga de Meyerhof.

Por otro lado, se seleccionó un eje de las cimentaciones de la estructura para el cálculo de asentamientos. Se implementaron dos metodologías diferentes, para el cálculo de asentamientos elásticos, una de ellas utilizada por el estudio de suelos y se verificó la gran influencia e incertidumbre que conlleva la determinación del módulo de elasticidad en la estimación de este tipo de asentamientos. Se calcularon los asentamientos por consolidación primaria, con los datos obtenidos del laboratorio. Finalmente se utilizó un programa de elementos finitos para verificar los asentamientos por efectos elásticos.

Palabras clave: Ensayo de Penetración Estándar; ángulo de fricción interna; cohesión; asentamiento; capacidad de carga; cimentaciones; módulo de elasticidad; ensayos de campo; ensayos de laboratorio; limo; grava.

ABSTRACT

One of the most important relations between structural engineering and geotechnical engineering is the analysis of the behavior of foundation which depends mainly on the criteria of the geotechnical engineer and on the methods applied to obtain the soil parameters.

The main objective of this research has been to perform the geotechnical analysis of the foundations of the construction project of the South Side, of the New Block 1 of the University of Nariño, analysis that includes primarily the obtaining of geotechnical parameters, the calculation of bearing capacity and the calculation of settlements.

For this purpose, in the investigation, the information provided by the study of soil hired by the project was considered, and mechanical characterization tests were carried out in the laboratory, using undisturbed samples. Based on the available information, the geotechnical parameters were selected and compared with the parameters suggested by the soil study. In this comparison, the main difference was found in the methodologies applied for the correction of the field values of the standard penetration test that are fundamental in the calculation of bearing capacity. The load capacity for 4 cases of geotechnical parameters was evaluated with the general Meyerhof bearing capacity equation.

On the other hand, an axis of the foundations of the structure was selected for the calculation of settlements. Two different methodologies were implemented for the calculation of elastic settlements. One of them used by the study of soils and the great influence and uncertainty that entails the determination of the elasticity module in the estimation of this type of settlements was verified. The settlements were calculated by primary consolidation with the data obtained from the laboratory. Finally, a finite element program was used to calculate the elastic settlements.

Keywords: Standard Penetration Test; friction angle; cohesion; settlement; bearing capacity; foundations; modulus of elasticity; field tests; laboratory tests; silt; gravel.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	3
Objetivo general	4
Objetivos específicos.....	4
Antecedentes de la investigación	4
Antecedentes históricos.....	6
Marco conceptual	8
Marco teórico.....	11
Ensayo de penetración estándar (SPT).	11
Capacidad de carga de cimentaciones superficiales.....	19
Incremento del esfuerzo vertical en una masa de suelo causado por la carga de la cimentación.	25
Asentamientos en cimentaciones superficiales.	29
Metodología aplicada.....	51
1. ESTUDIO PRELIMINAR	52
1.1 Descripción general del proyecto.....	52
1.2 Localización y clasificación	52
1.3 Aspectos geológicos	53
1.4 Clasificación de las unidades de construcción según el Reglamento Colombiano Sismo Resistente (NSR-10).....	54
2. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	55
2.1 Visita de campo	55
2.1.1 Verificación del perfil estratigráfico.....	55
2.1.2 Obtención de muestras inalteradas y alteradas para ensayos de laboratorio.	56
2.1.3 Localización de las muestras recolectadas y registro de ensayos para la investigación.....	57
2.2 Delimitación del proyecto.....	58
2.3 Estratigrafía predominante para el análisis geotécnico	59

2.4	Ensayos de campo	60
2.5	Ensayos de laboratorio	60
2.5.1	Ensayos de laboratorio de clasificación.	60
2.5.2	Ensayos de caracterización mecánica.	61
3.	EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA	64
3.1	Casos y criterios para el cálculo de capacidad de carga	64
4.	CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.....	65
4.1	Limitaciones y criterios para el cálculo de asentamientos	65
4.2	Cálculo de asentamientos con métodos analíticos	66
4.2.1	Asentamiento Elástico.....	66
4.2.2	Asentamiento por consolidación primaria.....	66
4.3	Cálculo de asentamientos elásticos o instantáneos con programa de elementos finitos.....	67
5.	RESULTADOS Y ANÁLISIS	71
5.1	Análisis de parámetros geotécnicos	71
5.2	Capacidad de carga.....	72
5.3	Asentamientos	75
5.3.1	Asentamientos elásticos.....	75
5.3.2	Asentamientos por consolidación primaria.....	76
5.3.3	Asentamientos totales, asentamientos diferenciales y giros.	77
5.3.4	Asentamientos elásticos obtenidos con programa de elementos finitos. 79	
6.	CONCLUSIONES	81
7.	RECOMENDACIONES	84
	BIBLIOGRAFÍA.....	85
	ANEXOS.....	88

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Antecedentes históricos.....	6
Tabla 2. Metodologías para corrección del confinamiento en el SPT.....	14
Tabla 3. Eficiencias promedio y corrección para energía $e_1=60\%$	15
Tabla 4. Corrección por longitud del eje (n_2).....	16
Tabla 5. Valores de referencia para la corrección por revestimiento interno del tomamuestras.....	16
Tabla 6. Valores de referencia para la corrección por diámetro de la perforación..	17
Tabla 7. Correlaciones entre ϕ'_{eq} y N_{145}	18
Tabla 8. Teoría general de la capacidad de carga.....	22
Tabla 9. Estimación del Módulo de Elasticidad a partir de N_1	34
Tabla 10. Estimación del Módulo de Elasticidad a partir del SPT.....	34
Tabla 11. Rangos de valores típicos de E , para diferentes tipos de suelo.....	35
Tabla 12. Rangos de valores de m para diferentes tipos de suelos.....	36
Tabla 13. Rangos de valores de m para diferentes tipos de suelos.....	36
Tabla 14. Métodos para calcular asentamientos elásticos en cimentaciones superficiales.....	37
Tabla 15. Correlaciones empíricas para determinar el coeficiente de compresión C_c	47
Tabla 16. Correlaciones empíricas para determinar el valor del índice de recompresión C_s	49
Tabla 17. Ensayos considerados para la investigación.....	57
Tabla 18. Perfil estratigráfico predominante del terreno sugerido por el estudio de suelos y perfil sugerido por la investigación.....	59
Tabla 19. Parámetros geotécnicos obtenidos de los sondeos SPT realizados por el estudio de suelos.....	61
Tabla 20. Parámetros geotécnicos obtenidos por la investigación a la profundidad de desplante.....	62
Tabla 21. Parámetros del suelo y de las cimentaciones para el análisis de capacidad de carga para cada caso de análisis.....	64
Tabla 22. Procedimiento para obtener el módulo de elasticidad necesario en el cálculo de asentamientos elásticos para cada método.....	67
Tabla 23. Metodología aplicada para calcular los asentamientos elásticos con programa de elementos finitos.....	67
Tabla 24. Variabilidad de los ángulos de fricción interna obtenidos a partir de ensayos de campo, con respecto a ensayos de laboratorio a la profundidad de desplante.....	72

Tabla 25. Verificación de asentamientos diferenciales y giros de las zapatas del eje H, de acuerdo a la NSR-10.....79

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Dimensiones del tomamuestras SPT	12
Figura 2. Ángulo de fricción real ϕ' (obtenido de laboratorio) y ángulo de fricción (obtenido a partir de correlaciones con ensayos de campo).....	17
Figura 3. Esquema general del equipo de perforación SPT.....	19
Figura 4. Tipos de falla por capacidad en cimentaciones superficiales.....	21
Figura 5. Superficie de falla en la teoría de Meyerhof.....	25
Figura 6. Esfuerzo vertical en un punto “A” causado por una carga vertical Q, en la superficie.	26
Figura 7. Esfuerzo vertical en un punto “A” causado por una presión “P” generada en una superficie rectangular.....	27
Figura 8. Definiciones de asentamiento total(S), asentamiento diferencial (ΔS) y giro (θ).	31
Figura 9. Tipos de asentamientos.	32
Figura 10. Asentamiento elástico de cimentaciones rígidas y de cimentaciones flexibles.....	33
Figura 11. Parámetros generales de la ecuación mejorada para el cálculo del asentamiento elástico.	39
Figura 12. Determinación gráfica del factor de influencia para la variación del módulo de elasticidad, I_g	40
Figura 13. Curva de compresibilidad.....	44
Figura 14. Determinación del esfuerzo de preconsolidación en la curva de compresibilidad. Método de Casagrande.	45
Figura 15. Determinación de la recta k para encontrar Cc. Método de Schmertmann.	46
Figura 16. Determinación de la recta de recompresión para encontrar Cs. Método de Schmertmann.	48
Figura 17. Selección del método de cálculo de asentamientos por consolidación primaria.....	50
Figura 18. Fachada proyectada del Nuevo Bloque 1 de la Universidad de Nariño.	52
Figura 19. Localización satelital del proyecto.....	52
Figura 20. Marco Geológico Regional de la ciudad de Pasto.	54
Figura 21. Perfil estratigráfico encontrado en las visitas de campo, hasta los 3 metros de profundidad.	55
Figura 22. Obtención de muestras inalteradas para ensayos de caracterización mecánica de la matriz fina del conglomerado.....	56

Figura 23. Distribución de las muestras de suelo.....	57
Figura 24. Zona de interés para el análisis geotécnico.	58
Figura 25. Zona de obtención de muestras inalteradas.	62
Figura 26. Eje de cimentaciones para análisis de asentamientos.....	65
Figura 27. Ángulos de fricción interna efectiva obtenidos a partir de los sondeos SPT realizados por el estudio de suelos.....	71
Figura 28. Resultados de capacidad de carga admisible para diferentes relaciones L/B.	73
Figura 29. Área de contacto mínima requerida por zapata, para cada caso de capacidad de carga admisible.	74
Figura 30. Cálculo de asentamientos elásticos con las 2 metodologías estudiadas, para las zapatas del eje H de cimentaciones.....	75
Figura 31. Cálculo de asentamientos por consolidación primaria de la matriz fina del suelo de cimentación.	77
Figura 32. Cálculo de asentamientos totales del eje H de cimentaciones del proyecto.	78
Figura 33. Asentamientos elásticos calculados para el eje H, con programa de elementos finitos.....	80

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo 1. Principales teorías de capacidad de carga.	88
Anexo 2. Registro fotográfico de la campaña de exploración.	93
Anexo 3. Ensayos de campo realizados por estudiantes.	95
Anexo 4. Ensayos realizados por la empresa encargada del estudio de suelos...96	96
Anexo 5. Corrección del valor Ncampo y obtención del ángulo de fricción interna, por parte de la investigación.	103
Anexo 6. Ensayos realizados para la investigación.	107
Anexo 7. Cálculos de capacidad de carga.	132
Anexo 8. Cálculo de asentamientos del eje H de cimentaciones.	137
Anexo 9. Geología de la zona.	163

INTRODUCCIÓN

“Análisis realizados a través de los modelos geotécnicos permiten al ingeniero comprender mejor las condiciones reinantes de un determinado lugar, además de identificar los principales problemas geotécnicos y hacer más realista la estimación de los parámetros del suelo”¹. La Ingeniería Geotécnica busca que los diseños cumplan los requisitos de funcionalidad, seguridad, resistencia y economía dentro de unos límites razonables. Para lograr ese propósito, se transforman las condiciones de trabajo en modelos matemáticos y físicos simplificados, donde se idealizan tanto los parámetros geomecánicos del terreno, como las acciones impuestas por las estructuras.

El análisis geotécnico consiste en un conjunto de actividades que se realizan previamente al proyecto de una edificación y tiene por objeto determinar la naturaleza y propiedades de los estratos de cimentación de la estructura. Dado que la precisión de un estudio geotécnico depende en gran parte del criterio del ingeniero geotécnico, que decide que correlaciones implementar para la determinación de los parámetros geotécnicos y las condiciones a considerar en el modelo simplificado, resulta ser de gran ayuda el análisis de los resultados obtenidos implementando otras metodologías, verificando las correlaciones existentes entre los ensayos de campo y de laboratorio para la determinación de los parámetros geotécnicos.

Considerando que en la Universidad de Nariño se encuentra la ejecución de las obras del proyecto denominado, “Construcción del nuevo bloque uno, costado sur de la Universidad de Nariño”, del que se cuenta con la información del estudio de suelos realizado por la empresa Basalto Ingeniería, se analizó y comparó los valores obtenidos de los parámetros geotécnicos del estudio de suelos contratado por el proyecto, con los obtenidos en la investigación. Se estudió más detalladamente el cálculo de la capacidad portante del suelo y la deformabilidad del suelo del proyecto en términos de asentamientos.

¹ TOMÁS JOVER, Roberto, *et al.* Diseño de un modelo geológico-geotécnico 3D de la vega baja del río Segura (Alicante, España). En: CONGRESO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA GRÁFICA (16°, 2004, Zaragoza y Huesca). Memorias del XVI Congreso Internacional de Ingeniería Gráfica. Zaragoza: Ingegraf, 2004. ISBN 84-95475-39-1.

Objetivo general

Efectuar el análisis geotécnico de la cimentación del proyecto “Construcción del nuevo bloque uno costado sur, de la Universidad de Nariño”.

Objetivos específicos

- Verificar la caracterización física del estrato de cimentación de la estructura del nuevo bloque uno costado sur de la Universidad de Nariño.
- Analizar los parámetros geotécnicos de resistencia al corte de los suelos finos obtenidos de ensayos de laboratorio y de campo.
- Evaluar la capacidad de carga para el diseño de la estructura de cimentación y comparar los resultados obtenidos con los sugeridos por el estudio de suelos.
- Evaluar y analizar la deformabilidad de los estratos de suelos en términos de asentamientos.

Antecedentes de la investigación

A nivel local en el campo de geotecnia, González² publicó el artículo denominado: “Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT (Ensayo de Penetración Estándar, del inglés Standard Penetration Test). En este artículo se presentó un método aproximado de evaluación de parámetros efectivos de resistencia del suelo tales como: cohesión (c') y ángulo de fricción interna (ϕ'), mediante el empleo de los datos del SPT (N en golpes/pie), además se recopiló información acerca de las correcciones por confinamiento (C_n) y por energía (n_1) que se deben realizar al número de golpes obtenido en el SPT en el campo.

Guevara y Vallejo³, desarrollaron la: “Construcción y calibración de un penetrómetro dinámico liviano de punta cónica (DPL) para el laboratorio de suelos de ingeniería civil de la Universidad de Nariño”. En este trabajo además de la

² GONZÁLEZ, Álvaro J. Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. En: X Jornadas geotécnicas de la ingeniería colombiana, 1999. 4 p.

³ GUEVARA VILLOTA, Ruby y VALLEJO PORTILLA, Hugo. Construcción y calibración de un penetrómetro dinámico liviano de punta cónica (DPL) para el laboratorio de suelos de ingeniería civil. Trabajo de grado Ingeniería civil. San Juan de Pasto: Universidad de Nariño. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería civil. 2010. 148 p.

construcción del penetrómetro liviano de punta cónica (DPL), se llevó a cabo una calibración del equipo y se obtuvo una correlación con el penetrómetro de corte dinámico (PDC), para obtener de una manera más rápida y económica, la capacidad portante del suelo. Los ensayos fueron realizados en la vía Variante Oriental de Pasto. De esta investigación se tuvo como referencia para este trabajo, un análisis estadístico de datos de campo para la determinación de correlaciones con el fin de estimar parámetros geotécnicos del suelo.

Montenegro⁴ realizó la: “Calibración del método de parámetros de resistencia con SPT (Ensayo de penetración estándar) en suelos de la región llanera Colombiana”. Este estudio, con el objetivo de brindar herramientas adicionales para la determinación de los parámetros de resistencia del suelo (cohesión y ángulo de fricción interna), se buscó calibrar la metodología para estimar dichos parámetros de resistencia, basándose en la metodología de González (1999). Al final de la investigación se compararon los resultados obtenidos con algunas metodologías y valores típicos encontrados en la literatura internacional. En último lugar se determinó la mejor metodología para esta región colombiana. Esta investigación se tomó como referencia para la determinación de los parámetros geotécnicos del proyecto, los cuales se estimaron atendiendo a las metodologías encontradas y a la comparación entre ensayos de campo y laboratorio.

A nivel internacional, Buriticá⁵ llevó a cabo el: “Análisis del comportamiento de presas construidas con núcleos de arcilla compactadas en la rama súper húmeda”. En dicha investigación se determinaron las propiedades geotécnicas de un suelo limo arcilloso típico del Distrito Federal de Brasil. Después de determinar los parámetros geotécnicos del suelo en estudio, se realizaron simulaciones numéricas en secciones típicas hipotéticas de la presa para secciones homogéneas y heterogéneas, utilizando el programa GeoStudio. En términos generales, las secciones heterogéneas presentaron un comportamiento adecuado y favorable, por otro lado las secciones homogéneas presentaron bajos factores de seguridad durante la simulación del rápido descenso del nivel de agua. Siendo más recomendable la construcción de presas de sección heterogéneas. Esta investigación fue un punto de referencia para el modelamiento con el programa GeoStudio.

⁴ MONTENEGRO, Luis. Calibración del método de parámetros de resistencia con SPT (Ensayo de penetración estándar) en suelos de la región llanera Colombiana. Trabajo final de Maestría Geotecnia. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia. Facultad de Ingeniería, 2014. 92 p.

⁵ BURITICÁ, Julián. Análisis del comportamiento de presas construidas con núcleos de arcilla compactadas en la rama súper húmeda. Tesis de Maestría en Geotecnia. Brasilia D.F.: Universidad de Brasilia. Facultad de tecnología. Departamento de Ingeniería civil y Ambiental, 2013. 124 p.

Zapata ⁶ desarrolló el: “Estudio del comportamiento de las estaciones metro viarias subterráneas excavadas, utilizando el método de excavación secuencial”. La investigación se realizó con el objetivo de estudiar la interacción mecánica de las obras que componen el sistema metro viario subterráneo en la ciudad de San Pablo en Brasil. Para tal fin, se elaboraron modelos numéricos basados en el método de elementos finitos, cuyo desempeño fue validado a partir de mediciones con instrumentación geotécnica.

Cárdenas⁷ realizó el: “Análisis numérico de la interacción de estructuras subterráneas en suelos blandos en proceso de consolidación, estudio del caso: planta de bombeo, Casa Colorada.” Con el objetivo de estudiar el comportamiento de estructuras subterráneas en suelos blandos, sometidas al abatimiento de las presiones intersticiales. Se analizó el caso de la planta de bombeo “Casa Colorada”, situada en la Ciudad de México. Se realizaron modelaciones numéricas 2D y 3D, considerando las condiciones estratigráficas y piezométricas de la zona de estudio, las estructuras del proyecto, la interacción entre todas las estructuras, las etapas de construcción de la planta. A pesar de la complejidad del problema, los modelos desarrollados en este trabajo permitieron simular con éxito el comportamiento actual y futuro de las estructuras subterráneas que interactúan en la planta de bombeo.

Antecedentes históricos

En la **tabla 1** se presentan algunos de los autores cuyos aportes fueron relevantes para el desarrollo de esta investigación.

Tabla 1. Antecedentes históricos.

Autor	Año	Contribución
-------	-----	--------------

⁶ ZAPATA, Gabriel. Estudio del comportamiento de las estaciones metro viarias subterráneas excavadas, utilizando el método de excavación secuencial. Tesis de Doctorado en Geotecnia. Brasilia D.F.: Universidad de Brasilia. Facultad de tecnología. Departamento de Ingeniería civil y Ambiental, 2016. 220 p.

⁷ CÁRDENAS, Diana. Análisis numérico de la interacción de estructuras subterráneas en suelos blandos en proceso de consolidación, estudio del caso: planta de bombeo, Casa Colorada. Brasilia D.F.: Universidad de Brasilia. Facultad de tecnología. Departamento de Ingeniería civil y Ambiental, 2017. 117 p.

Mohr & Coulomb	1882	Criterio de rotura lineal en materiales frágiles
Boussinesq	1885	Solución para encontrar el valor del incremento de esfuerzo vertical en un punto cualquiera generado por una carga puntual
Rankine	1885	Teoría de capacidad de carga última
R. Gow	1902	Elaboración del primer muestreador dinámico de suelos
Prandtl	1920	Teoría de capacidad de carga última
Prandtl	1921	Ecuación para determinar el factor de capacidad de carga N_c
Reissner	1924	Ecuación para determinar el factor de capacidad de carga N_q
Newmark	1935	Solución para encontrar el valor del incremento de presión en una esquina de un área rectangular cargada
Casagrande	1936	Método gráfico para determinar la presión de preconsolidación
Mohr Harry	1938	Elaboración primera cuchara partida del ensayo de penetración estándar (SPT)
Hvorslev	1940	Estandarización del SPT
Terzaghi	1943	Teoría de la capacidad de carga última en cimentaciones superficiales
Terzaghi y Frölich	1943	Teoría de la consolidación unidireccional
Terzaghi & Peck	1948	Metodología para corregir el confinamiento en el SPT y correlación para obtener el ángulo de fricción interna
Skempton	1951	Teoría de capacidad de carga última
Peck <i>et al.</i>	1953	Correlación para encontrar el ángulo de fricción interna efectivo
Schmertmann	1955	Metodología para la corrección de la curva de compresibilidad de laboratorio.
Karol	1960	Valores estimados de cohesión y ángulo de fricción interna del suelo basados en el número de golpes sin corregir del SPT
Meigh y Nixon	1961	Correlación para encontrar el Módulo de Elasticidad del suelos limosos a partir del SPT
Meyerhof	1963	Ecuación general de capacidad de carga
Terzaghi y Peck	1967	Corrección a la relación de vacíos inicial (e_0), para obtener el índice de compresión (C_c)
Kishida	1969	Correlación para encontrar el ángulo de fricción interna efectivo
Schmertmann	1983	Metodología para corregir el confinamiento en el SPT y correlación para obtener el ángulo de fricción interna
Seed & Idriss	1983	Metodología para corregir el confinamiento en SPT
Seed	1985	Metodología para corregir el confinamiento en el SPT
Japan Road Bureau	1986	Correlación para encontrar el ángulo de fricción interna efectivo
Liao & Whitman	1986	Metodología para corregir el confinamiento en el SPT
Skempton	1986	Metodología para corregir el confinamiento en el SPT
González	1987	Ecuación para determinar el factor de capacidad de carga N_y

Gifford	1987	Lineamientos generales para el cálculo del asentamiento elástico.
Hatanaka & Uchida	1996	Correlación para encontrar el ángulo de fricción interna efectivo
González	1999	Metodología para corregir el confinamiento en el SPT
Japan National Railway	1999	Correlación para encontrar el ángulo de fricción interna efectivo
Mayne y Poulos.	1999	Ecuación mejorada para el cálculo del asentamiento elástico
Montenegro & González	2014	Correlación para encontrar el ángulo de fricción interna efectivo

Fuente: Esta investigación.

Marco conceptual

Ángulo de fricción. “El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento. Todos los suelos poseen fricción, sin embargo hay suelos con fricción muy baja o despreciable, denominados suelos cohesivos, en los cuales se asume un ángulo de fricción igual a cero. Al aumentar la densidad el ángulo de fricción tiende a aumentar, pero si las presiones normales son muy altas, tiende a disminuir. En arcillas el ángulo de fricción depende de las condiciones de preconsolidación”⁸.

Asentamiento. “Indica el hundimiento de una estructura debido a la compresión y deformación de los estratos de suelo bajo la misma, si el peso de una estructura provoca la deformación del área cargada se producen esfuerzos adicionales en la estructura que no se consideran en el diseño estructural”⁹.

Capacidad de carga. La capacidad de carga es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno, de tal manera que no se produzcan fallas por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

Cimentación. “Es el elemento estructural que transmite el peso de la estructura al terreno natural. Si se localiza un estrato de suelo adecuado para sostener la estructura a poca profundidad, la estructura se soporta directamente en una cimentación superficial. Sin embargo si el estrato superior es muy débil, las cargas deben ser transmitidas a otros estratos mediante pilas”¹⁰. Una cimentación adecuadamente diseñada es la que transfiere la carga a través del suelo sin

⁸ SUÁREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos: Análisis Geotécnico. Bucaramanga.: Ingeniería de Suelos Ltda., Publicaciones UIS, 1998. 76 p.

⁹ TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph y GHOLAMREZA, Mesri. Soil Mechanics in Engineering Practice. 3 ed. Nueva York.: John Wiley & Sons, Ltd, 1996. 291 p.

¹⁰ Ibid., 386 p.

sobresforzarlo. Dependiendo de la estructura y el suelo encontrado se usan varios tipos de cimentaciones. Una zapata aislada o corrida es simplemente una ampliación de un muro de carga o columna que hace posible dispersar la carga de la estructura sobre un área grande del suelo. Las losas de cimentación se utilizan para suelos con baja capacidad de carga, donde las áreas de las zapatas requeridas son demasiado grandes. Las cimentaciones con pilotes y pilas perforadas se usan para estructuras más pesadas cuando se requiere gran profundidad para soportar las cargas.

Cohesión. “La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo. La cohesión en la mecánica de suelos, es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación entre las partículas”¹¹. “Con contenidos de humedad bajos, las arcillas desarrollan considerables fuerzas de atracción mutua. El efecto enlazante de esta succión produce cierto tipo de tensión interna llamada cohesión, a medida que el contenido de humedad aumenta el efecto de la atracción se reduce y la cohesión disminuye”¹².

Consolidación. “Es un proceso en el cual se produce la disipación de presión intersticial debida al flujo del agua hacia el exterior y tiene dos consecuencias: la reducción del volumen de vacíos, que conlleva a la reducción del volumen total del suelo y el aumento de la presión efectiva, hecho que incrementa la resistencia del suelo”¹³.

Ensayos de campo. También conocidos como ensayos “in situ”, son ensayos que se realizan en el mismo lugar donde se encuentra el suelo objeto de análisis, forman parte de las técnicas de reconocimiento geotécnico, siendo un complemento a los ensayos de laboratorio realizados sobre muestras extraídas. Este tipo de ensayos es apropiado para la caracterización mecánica de suelos granulares, en los cuales es muy difícil la extracción de muestras inalteradas para ensayar en laboratorio.

Ensayos de laboratorio. Son ensayos realizados en el laboratorio sobre muestras recolectadas en la exploración geotécnica, dependiendo del tipo de ensayo a realizar se requieren muestras con determinado grado de alteración. Entre los ensayos implementados en la determinación de las propiedades del

¹¹ SUAREZ DIAZ, Jaime. Op. cit., 77 p.

¹² CORAL, Hugo. Op. cit., 63 p.

¹³ POLIOTTI, Mauro y SIERRA, Pablo. Consolidación unidimensional del suelo. Universidad Nacional de Rosario, Argentina, Escuela de Ingeniería civil (en línea), (revisado 9 de Abril de 2018), 4 p. Disponible en:

(https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiygeotecnia/Consolidacion%20unidim%20de%20suelos_2011s2.pdf).

suelo se encuentran los ensayos de clasificación, de estado, de permeabilidad, de cambio de volumen, de resistencia, entre otros.

Ensayo de penetración estándar. Procedimiento normalizado de exploración y muestreo que consiste en hincar en el suelo un muestreador de tubo partido, mediante la aplicación de golpes de un martillo de 63,5 kilogramos desde una altura de 0,75 metros, como medida de resistencia a la penetración se registra el número de golpes necesarios para penetrar una distancia de 0,3 metros.

Ingeniería geotécnica. La ingeniería geotécnica es el arte de analizar, diseñar y construir obras con materiales térreos y tiene como ramas principales a la ingeniería de cimentaciones y a la ingeniería de trabajos de movimiento de tierras. La ingeniería de cimentaciones estudia la interacción que existe entre todas las construcciones civiles y el suelo donde se apoya. La ingeniería de trabajos de movimientos de tierras incluye la construcción de presas, carreteras, utilización de materiales para construcciones y el análisis de estabilidad al realizar excavaciones¹⁴. “La geotecnia es la ciencia que se ocupa de las propiedades físicas de los materiales que se encuentran en los terrenos en los que los ingenieros civiles realizan sus construcciones. La geotecnia es la aplicación de la mecánica de suelos y la mecánica de rocas para predecir el comportamiento del suelo cuando se construye sobre este o se hacen túneles en su interior”¹⁵.

Mecánica de suelos. La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producidas por la desintegración mecánica o la descomposición química de las rocas, independientemente de que tenga o no materia orgánica. Incluye básicamente 3 aspectos; teorías del comportamiento del suelo bajo esfuerzos; la investigación de las propiedades físicas de los suelos y la aplicación del conocimiento teórico y empírico a problemas prácticos¹⁶.

Plasticidad. “Propiedad de algunos suelos para adquirir y retener una nueva forma cuando se moldean. Nuevamente es el tamaño de las partículas en combinación con la capa de agua absorbida, las que controlan esta propiedad. Los suelos con superficie específica alta, son los más plásticos y menos compresibles”¹⁷.

Profundidad de desplante. Profundidad hasta la cual se llevan los elementos estructurales que transmiten el peso de la estructura al suelo de cimentación, con

¹⁴ CORAL, Hugo. Geotecnia I. San Juan de Pasto.: Universidad de Nariño, 2006. p. 2-3.

¹⁵ HARVEY, J.C. Geología para ingenieros geotécnicos. México D.F. ,1987. 5 p.

¹⁶ TERZAGHI, Karl. Theoretical soil mechanics. 2 ed. Nueva York.: John Wiley & Sons, Ltd, 1944, 1 p.

¹⁷ CORAL, Hugo. Op. cit., 64 p.

respecto a la cota del terreno natural, no siempre será igual a la profundidad de empotramiento de las zapatas.

Suelo. “Es el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) junto con el líquido y gas que ocupan los espacios vacíos entre las partículas sólidas”¹⁸.

Marco teórico

Ensayo de penetración estándar (SPT).

“Desde comienzos del siglo 20 cuando se originó el uso del ensayo de penetración estándar SPT (Standard Penetration Test), se identificó que era un ensayo extremadamente útil y versátil para determinar la resistencia de un suelo. En gran medida, gracias a los trabajos de H. Mohr y G. Fletcher en 1927, cuando intentaron normalizar el ensayo”¹⁹. “El SPT es uno de los ensayos más utilizados en el mundo de la geotecnia, aunque la variabilidad de sus resultados para un mismo material depende en parte del equipo utilizado y de la corrección en la metodología”²⁰. Este ensayo permite obtener valores razonables y aproximados del ángulo de fricción interna en suelos granulares, a partir de correlaciones.

En Colombia el Instituto nacional de Vías (INVIAS), en la norma INV E-111-13, basada en la ASTM D 1586-11, estandarizó los procedimientos y requerimientos del ensayo. El método consiste en hincar un tomamuestras partido de aproximadamente 45 cm de largo, colocado al extremo de una varilla para percusión, por medio de un peso (martillo) de 140 lb (63,5 kg) que se deja caer libremente desde una altura de 30” (76,2 cm), anotando los golpes necesarios para penetrar cada 6” (15 cm). En la **figura 1** se muestran las dimensiones estandarizadas por el INVIAS para el tomamuestras del SPT.

El valor normalizado de penetración N es para 1 pie (≈ 30 cm), se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados.

$$N_{campo} = N_{(15-30\text{ cm})} + N_{(30-45\text{ cm})} \quad (1)$$

¹⁸ BRAJA M., Das. Op. cit., 1 p.

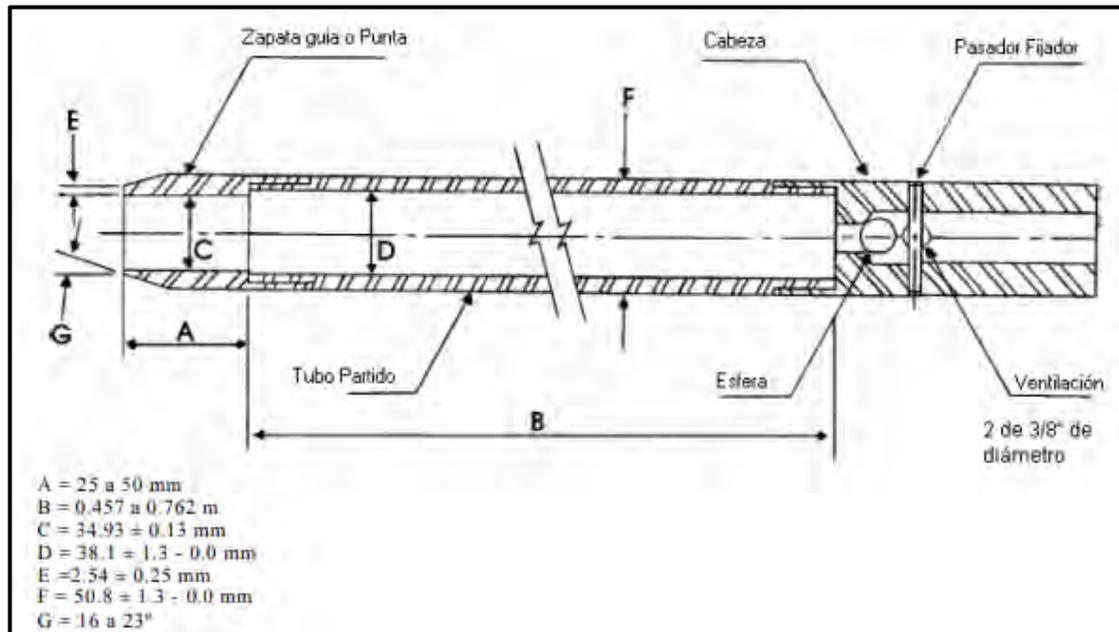
¹⁹ CARMONA, July y RUGE, Juan. Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivo para suelos del piedemonte oriental de Bogotá usando ensayos in situ. En: Tecno Lógicas. 2015. vol. 18, no. 35, p. 93-104

²⁰ LÁZARO, Albert y FERNÁNDEZ, Tadeo. Medida de la energía del ensayo SPT, correcciones a aplicar. En: Geotecnia. 2011. p. 52-54.

Según las especificaciones del INVIAS (INV E-111), en el ensayo se presenta rechazo cuando:

- a) N es mayor de 50 golpes/15 cm
- b) N es igual a 100 golpes/pie
- c) No hay avance luego de 10 golpes.

Figura 1. Dimensiones del tomamuestras SPT



Fuente: Instituto Nacional de Vías (INVIAS), INV E-111, 2007.

A pesar de que se denomina estándar, el SPT tiene muchas variantes, entre las más destacadas se encuentra la energía que llega al tomamuestras que se ve afectada por factores como: Los equipos producidos por diferentes fabricantes, diferentes configuraciones del martillo (martillo anular o donut, martillo con varilla de guía interna y martillo de seguridad), forma de control de altura de caída, longitud de la varilla desde el sitio de golpe y el tomamuestras, el diámetro de perforación.

Correcciones SPT

Considerando las variables que afectan el resultado obtenido a partir del SPT, existen correcciones a la energía aplicada al martillo, el valor N obtenido de campo debe corregirse de la siguiente manera según Bowles (1988):

$$N_{cor} = N_{campo} * C_n * n_1 * n_2 * n_3 * n_4 \quad (2)$$

Donde

N_{cor} = Valor de N corregido.

N_{campo} = Valor de N obtenido en campo, sin corregir.

C_n = Factor de corrección por confinamiento efectivo.

n_1 = Factor de corrección por energía del martillo ($0,45 \leq n_1 \leq 1$).

n_2 = Factor de corrección por longitud de la varilla ($0,75 \leq n_2 \leq 1$).

n_3 = Factor de corrección por revestimiento interno del tomamuestras ($0,8 \leq n_3 \leq 1$).

n_4 = Factor de corrección por diámetro de la perforación (>1 para $D > 5''$, = 1,15 para $D = 8''$).

Generalmente se asume que $n_2 = n_3 = n_4 = 1$ y solamente se determinan n_1 y C_n .

Corrección por Confinamiento (C_n)

El grado de confinamiento del toma muestras aumenta con la profundidad, alterando los resultados del ensayo, este factor ha sido identificado desde hace tiempo por Gibbs y Holtz (1957) y se corrige con el factor C_n de la siguiente manera:

$$N_1 = N_{campo} * C_n \quad (3)$$

Para un esfuerzo vertical de referencia $\sigma_{vr}' = 1 \text{ kg/cm}^2 \approx 100 \text{ kN/m}^2$ que es aproximadamente una atmósfera, necesario para obtener el parámetro R_s , a partir de la siguiente ecuación:

$$R_s = \sigma_{vr}' / P_a \quad (4)$$

Donde

σ_v' = Esfuerzo vertical efectivo hasta la profundidad de referencia, en kN/m².

P_a = Presión atmosférica, generalmente tomada como 100 kN/m²

En la **tabla 2** se presentan las fórmulas más relevantes para calcular la corrección por confinamiento C_n propuestas por diferentes autores. Según González (1999) este valor no debe ser mayor de 2, $C_n \leq 2$.

Tabla 2. Metodologías para corrección del confinamiento en el SPT.

Ecuación	Año	Autores	N°
$C_n = \log(20/R_s)/\text{Log}(20)$	1948	Terzaghi & Peck	a
$C_n = 1,7/(0,7+R_s)$	1975	Meyerhof-Ishihara	b
C_n	1983	Seed-Idriss	c
<i>con $K = 1,41$ para $R_s < 1$; $K = 0,92$ para R_s</i>			
$C_n = 32,5/(10,2+20,3R_s)$	1983	Schmertmann	d
C_n	1985	Seed	e
$C_n = (1/R_s)^{0,5}$	1986	Liao-Whitman	f
$C_n = 2/(1/R_s)$	1986	Skempton	g
$C_n = \text{Log}(10/R_s)$	1999	González (Logaritmo)	h

Fuente: Modificado de: Estimativos de parámetros de resistencia con el SPT, Álvaro González, 1999.

Corrección por Energía (n_1)

Se considera que el valor N es inversamente proporcional a la energía efectiva aplicada al martillo y entonces, para obtener un valor de N_{e1} a una energía dada “ e_1 ”, sabiendo su valor N_{e2} a otra energía “ e_2 ” se aplica la siguiente relación:

$$N_{e1} = N_{e2} * \frac{e_2}{e_1} \quad (5)$$

“En forma inicial se considera para martillo anular $e = 45\%$ y para martillo de seguridad $e = 70\%-100\%$. En Estados Unidos es usual considerar que $e = 60\%$ es un valor representativo. Para Colombia y salvo mediciones al respecto, se debe

tomar conservativamente, $e=45\%$ ²¹. De esta manera la corrección por energía se define como

$$n1 = \frac{e2}{e1} \quad (6)$$

Donde $e2$ = Valor de energía de referencia de la barra y $e1$ = Valor de energía de referencia base, usualmente se toma como 60%. En la **tabla 3** se muestran los valores de $n1$ para algunos países dependiendo de la clase de equipos de penetración.

Tabla 3. Eficiencias promedio y corrección para energía $e1=60\%$.

País	Tipo de martinete	Liberación martinete	e2, Energía de la barra (%)	$n1=e2/60\%$	Referencia	Año
Argentina	Donut	Polea-soga	45	0,75	Seed et al	1985
Brasil	Guía interna	Manual	72	1,2	Décourt	2002
China	Donut	Caída libre	60	1	Seed et al	1985
Colombia	Donut	Polea-soga	45	0,75	González	1999
Japón	Donut	Caída libre	85	1,42	Riggs	1986
	Donut	Polea-soga	68	1,13	Riggs	1986
Paraguay	Guía interna	Manual	72	1,2	-	-
EE.UU.	Seguridad	Polea-soga	60	1	Seed et al	1985
Venezuela	Donut	Polea-soga	43	0,72	-	-

Fuente: Modificado de: López M.R. Determinación in situ de propiedades ingenieriles de los suelos y su relación con el SPT, 2003.

Corrección por longitud del eje o longitud de varillaje ($n2$).

A medida que aumenta la longitud del varillaje; también conocida como longitud del eje, para realizar el ensayo de penetración a mayores profundidades, se presenta una variación considerable en la energía suministrada, con respecto a profundidades menores. El efecto de la longitud del eje se puede compensar con las correcciones propuestas por Bowles (1997), que se presentan en la **tabla 4**.

²¹ GONZÁLEZ G. Álvaro. Op. Cit., 4 p.

Tabla 4. Corrección por longitud del eje (n2).

Longitud	n2	Comentario
0 – 4 metros	0,75	Los valores de Ncampo son muy altos para L < 10m.
4 – 6 metros	0,85	
6 – 10 metros	0,95	
> 10 metros	1	

Fuente: Modificado de: Diseño y análisis de cimentaciones, Bowles (1997).

Corrección por revestimiento interno del tomamuestras (n3).

En la **tabla 5** se presentan los valores de n3 sugeridos para cada caso.

Tabla 5. Valores de referencia para la corrección por revestimiento interno del tomamuestras.

Tomamuestras	Bowles (1997)	Robertson & Wride (1997)	Comentario
	n3	n3	
Sin revestimiento interno	1	1,1 – 1,3	Según Bowles (1997), los valores de Ncampo para tomamuestras con revestimiento interno son muy altos.
Con revestimiento: Arena suelta.	0,9	1	
Con revestimiento: Arena densa, arcillas.	0,8	1	

Fuente: Modificado de: Diseño y análisis de cimentaciones, Bowles (1997).

El revestimiento interno de las paredes genera una fuerza de fricción adicional que representa una mayor dificultad del suelo para entrar en el tomamuestras. En los casos en los que no se utiliza dicho revestimiento la muestra tiene una menor resistencia, que se traduce en un menor número de golpes en el ensayo de penetración.

Corrección por diámetro de la perforación (n4).

Para diámetros de perforación grandes el valor de N_{campo} suele ser muy pequeño. En la **tabla 6** se presentan los valores de n_4 sugeridos para cada caso.

Tabla 6. Valores de referencia para la corrección por diámetro de la perforación.

Diámetro de la perforación (cm)	n_4
6 – 12	1
15	1,05
20	1,15

Fuente: Modificado de: Diseño y análisis de cimentaciones, Bowles (1997).

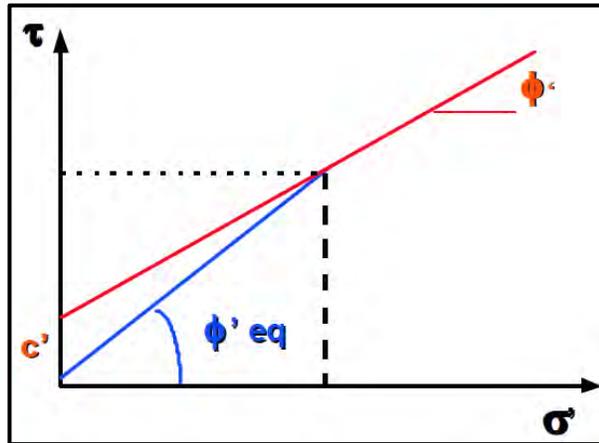
Correlaciones entre N y la resistencia efectiva de los suelos

Existen numerosas correlaciones entre N y ϕ' . Dado que la mayor parte de estas correlaciones fueron obtenidas con materiales granulares, para las cuales usualmente $c'=0$, lo que realmente se obtiene es la relación entre esfuerzos cortantes y esfuerzos normales efectivos, es decir:

$$\phi'_{SPT} = \phi'_{eq} = \arctan(T/\sigma') \quad (7)$$

La **figura 2**, es una representación del ángulo de fricción obtenido a partir de ensayos de laboratorio y ángulo de fricción equivalente obtenido a partir de correlaciones con el ensayo de penetración estándar.

Figura 2. Ángulo de fricción real ϕ' (obtenido de laboratorio) y ángulo de fricción (obtenido a partir de correlaciones con ensayos de campo).



Fuente: Estimativos de parámetros de resistencia con el SPT, Álvaro González, 1999.

En la **tabla 7** se encuentran las correlaciones más destacadas entre ϕ'_{eq} y N_{145} (N_1 corregido para la energía de Colombia).

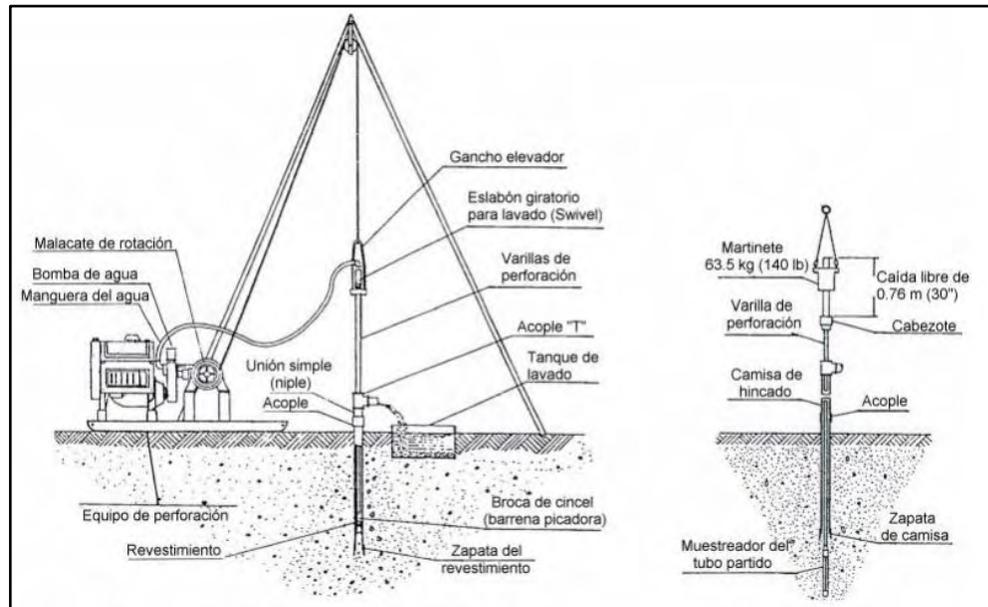
Tabla 7. Correlaciones entre ϕ'_{eq} y N_{145} .

Ecuación	Año	Autores	N°
$\phi'_{eq} = 28,5 + 0,25 * N_{145}$	1948	Terzaghi & Peck	a
$\phi'_{eq} = 26,25 * (2 - \exp(N_{145}/62))$	1953	Peck et al.	b
$\phi'_{eq} = 15 + (12,5 * N_{145})^{0,5}$	1969	Kishida	c
$\phi'_{eq} = \arctan [(N_{145}/43,3)^{0,34}]$	1970	Schmertmann	d
$\phi'_{eq} = 27 + 0,1875 * N_{145}$	1999	Japanese National Railways (JNR)	e
$\phi'_{eq} = 15 + (9,375 * N_{145})^{0,5}$	1986	Japan Road Bureau (JRB)	f
$\phi'_{eq} = (12,5 * N_{145})^{0,5} + 20$	1996	Hatanaka & Uchida	g
$\phi'_{eq} = 12,79 + (16,16 * N_{145})^{0,5}$	2014	Montenegro & González	h

Fuente: Modificado de: Estimativos de parámetros de resistencia con el SPT, Álvaro González, 1999.

En la **figura 3** se muestra un esquema general de las partes que componen un equipo típico de SPT en Colombia.

Figura 3. Esquema general del equipo de perforación SPT.



Fuente: Instituto Nacional de Vías, INV E-111 (2007).

Capacidad de carga de cimentaciones superficiales.

Capacidad de carga última (q_u)

Según Terzaghi²², la capacidad de carga última es la máxima carga que el terreno puede soportar a la falla por cortante.

Capacidad de carga admisible (q_{adm})

También conocida como capacidad portante, es la carga última dividida entre un factor de seguridad indirecto (FS) que va de 1.5 a 3, para Colombia, la NSR-10²³ establece el factor de seguridad mínimo para calcular la capacidad de carga

²² TERZAGHI, Karl. Theoretical soil mechanics. Op. cit. Citado por MEYERHOF, G. The ultimate bearing capacity of foundations. Canadian Geotechnical Journal, 1978. 302 p.

admisible, en la tabla H.4.7-1, que generalmente se toma como 3, considerando como sollicitaciones de la estructura el efecto conjunto de las cargas viva y muerta.

$$q_{adm} = \frac{qu}{F.S.} \quad (8)$$

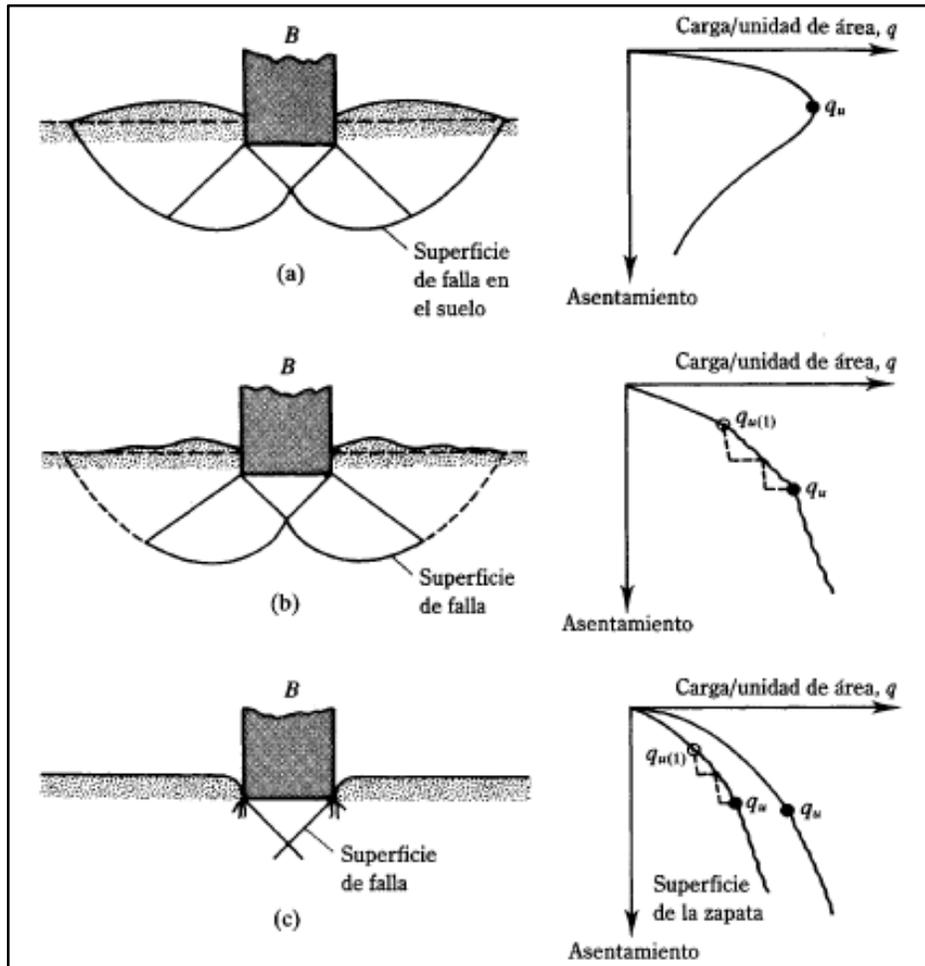
Naturaleza de la falla por capacidad de carga del suelo

En general se consideran 3 tipos de falla posibles cuando la capacidad última es igual al esfuerzo generado por la cimentación y depende en gran medida de la densidad relativa del suelo:

- a) **Falla general por corte:** En este caso la superficie de deslizamiento es continua desde un borde de la cimentación hasta el lado opuesto. Es una falla súbita y catastrófica, genera una inclinación del cimiento. Se presenta generalmente en arenas compactas
- b) **Falla local por corte:** En este caso se produce un hinchamiento y asentamiento del suelo. Se forma una cuña debajo de la cimentación al igual que en la falla general por corte, sin embargo las superficies de falla en este caso no son completas
- c) **Falla por corte punzonado:** En este caso se produce un movimiento vertical de la cimentación, debido a la compresión del suelo que se encuentra debajo. Se produce una rotura por cortante en el suelo alrededor de la cimentación. Se presenta generalmente cuando el suelo de fundación es muy compresible.

²³ COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES. Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Título H. Bogotá D.C., 2010. p. H-16.

Figura 4. Tipos de falla por capacidad en cimentaciones superficiales.



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. Séptima Edición. Braja M. Das. (a) Falla general por corte. (b) Falla local por corte. (c) Falla por punzonamiento.

Consideraciones generales de las teorías de capacidad de carga

Las teorías utilizadas actualmente para definir la capacidad de carga de los suelos se fundamentan en las teorías de elasticidad y plasticidad. Considerándose la plasticidad la que mejor define las características mecánicas reales del suelo. La teoría de la plasticidad asume ciertas hipótesis como:

- a) El suelo es homogéneo e isótropo, al igual que en la teoría de la elasticidad, se busca simplificar las condiciones reales a problemas físico matemáticos menos complejos
- b) No se consideran efectos en el tiempo, aspecto satisfactorio para arenas pero que genera incertidumbre en el caso de arcillas en las cuales el factor tiempo es de mayor importancia
- c) No se consideran efectos de temperatura

Teoría general de capacidad de carga

Existe una gran cantidad de teorías que buscan estimar la capacidad de carga última para cimentaciones superficiales, se tiene registro de la propuesta de Rankine (1885), Prandtl (1920), Terzaghi (1943), Skempton (1951), Meyerhof (1963) y algunas teorías desarrolladas para casos específicos, como por ejemplo, cimentaciones con base inclinada o sobre terrenos inclinados. La teoría de mayor interés para esta investigación es la teoría general de capacidad de carga de Meyerhof que se describe a continuación, en la **tabla 8**. En el **anexo 1** se puede encontrar una breve descripción otras teorías desarrolladas por otros autores a partir de modelos analíticos.

Tabla 8. Teoría general de la capacidad de carga.

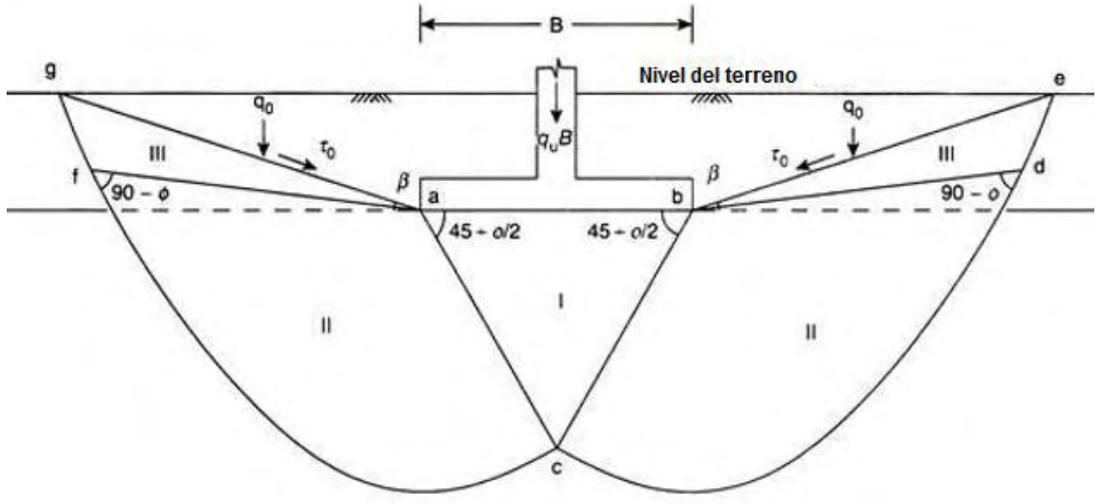
Autor	Año	Ecuación	Observaciones
Meyerhof	1963	$q_u = cN_c f_c d_c i_c + q N_q f_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (a)$ <p>Donde N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga. f_c, f_q, f_γ = Factores de forma. d_c, d_q, d_γ = Factores de profundidad. i_c, i_q, i_γ = Factores de inclinación. Factores de capacidad de carga:</p> $N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (b)$ $N_q = \tan^2 \left(\left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (c)$ $N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi \quad (d)$ <p>Fórmulas planteadas por Prandtl (b), Reissner (c) y González (d) respectivamente. Factores de forma, DeBeer (1970):</p> $f_c = 1 + \frac{B * N_q}{L * N_c} \quad (e)$ $f_q = 1 + \frac{B * \tan \phi}{L} \quad (f)$ $f_\gamma = 1 - \frac{0,4 B}{L} \quad (g)$	<p>Meyerhof propuso la teoría de capacidad de carga para una cimentación corrida a cualquier profundidad.</p> <p>Su ecuación es similar a la de Terzaghi, pero hay una clara diferencia en la solución del problema, ya que Meyerhof asumió que la superficie logarítmica de falla se extiende sobre la base de la cimentación y tuvo en cuenta la resistencia al cortante de dicha masa de suelo. Incluyo además factores que dependen de la forma, la inclinación y la profundidad de la cimentación.</p> <p>Existen muchas propuestas para determinar los factores de capacidad de carga, para la investigación se utilizarán las de Prandtl (1921), Reissner (1924) y González (1987).</p>

Continuación tabla 8. Teoría general de la capacidad de carga.

Autor	Año	Ecuación	Observaciones
-------	-----	----------	---------------

Meyerhof	1963	<p>Factores de inclinación, Meyerhof (1963) y Hanna & Meyerhof (1981):</p> $i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right)^2 \quad (h)$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 \quad (i)$ <p>Donde β = ángulo de aplicación de la carga sobre la cimentación, con respecto a la vertical.</p> <p>Factores de profundidad, Hansen (1970):</p> <p>Cuando $D_f/B > 1$, se utilizan</p> $dc = 1 + 0,4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad (j)$ $dq = 1 + 2 \tan\phi (1 - \text{sen}\phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad (k)$ <p>Cuando $D_f/B \leq 1$, se utilizan</p> $dc = 1 + 0,4 \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad (l)$ $dq = 1 + 2 \tan\phi (1 - \text{sen}\phi)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad (m)$ <p>Para los dos casos</p> $d_\gamma = 1 \quad (n)$	<p>Para el caso de los factores de profundidad hay dos casos posibles, cuando la relación $D_f/B > 1$ se utilizan dos ecuaciones diferentes para determinar d_c y d_q que cuando $D_f \leq 1$.</p> <p>Adicionalmente Meyerhof introdujo el concepto de cálculo de capacidad de carga para cimentaciones cargadas excéntricamente, en el cual se plantea unas dimensiones efectivas de la cimentación en función de la excentricidad en cada dirección. Para una cimentación rectangular de lados $B \cdot L$, con excentricidades e_B y e_L, se tendría:</p> $B' = B - 2e_B \quad (\tilde{n})$ $L' = L - 2e_L \quad (o)$ <p>De esta manera en lugar de usar el área total, se utilizaría un área efectiva para calcular presiones.</p>
----------	------	---	--

Continuación tabla 8. Teoría general de la capacidad de carga.

Autor	Año	Consideraciones
Meyerhof	1963	<p>La figura muestra la superficie de falla propuesta por Meyerhof. La zona “abc” es la zona de equilibrio elástico, sus lados ac y bc están inclinados $45 + (\phi/2)$ con la horizontal. La zona “bcd” es la zona donde hay un cambio de cortante radial a cortante lineal. La superficie “be” es conocida como superficie libre, esta forma el ángulo β con la horizontal. El ángulo β aumenta con la profundidad D_f y es igual a 90° para cimentaciones profundas. El esfuerzo resultante de la capa de suelo sobre la base de la cimentación es conocida como q_0 o p_0 y el esfuerzo cortante es t_0.</p> <p>Después de Meyerhof (1963), Hansen (1970) modificó la ecuación general para casos especiales como cimentaciones con base inclinada o cimentaciones sobre terrenos inclinados y Vesic (1973) basado en la ecuación de Hansen, realizó modificaciones a los factores de capacidad de carga.</p>
		<p>Figura 5. Superficie de falla en la teoría de Meyerhof.</p> 

Fuente: Esta investigación.

Incremento del esfuerzo vertical en una masa de suelo causado por la carga de la cimentación.

Las cimentaciones tienen el trabajo de transferir las cargas de la estructura al suelo, una vez se transmiten esas cargas en forma de esfuerzos al suelo, se van disipando a medida que aumenta la profundidad. Boussinesq desarrolló en 1885 relaciones matemáticas para determinar el valor del incremento del esfuerzo vertical (Δp) en un punto cualquiera (a), dentro de medios homogéneos, elásticos e isotrópicos, debido a la aplicación de una carga Q . Para el punto "a" con coordenadas cartesianas de localización (x_a, y_a, z_a , **ver figura 6**), el incremento de presión producido por la carga puntual en ese punto será:

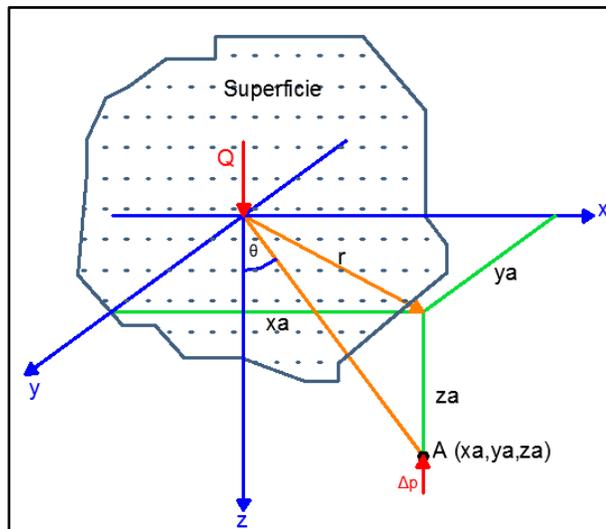
$$\Delta p = \frac{3Q}{2\pi z^2} * \cos^5 \theta \quad (9)$$

Donde

$$\cos \theta = \frac{z}{\sqrt{r^2 + z^2}} \quad (10)$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (11)$$

Figura 6. Esfuerzo vertical en un punto "A" causado por una carga vertical Q, en la superficie.



Fuente: Esta investigación.

Con la **ecuación 9**, para una carga puntual Q y dividiendo un área cargada rectangular en diferenciales de área, donde actúa una carga unitaria dQ , se tendría la siguiente expresión:

$$dQ = P * dx * dy \quad (12)$$

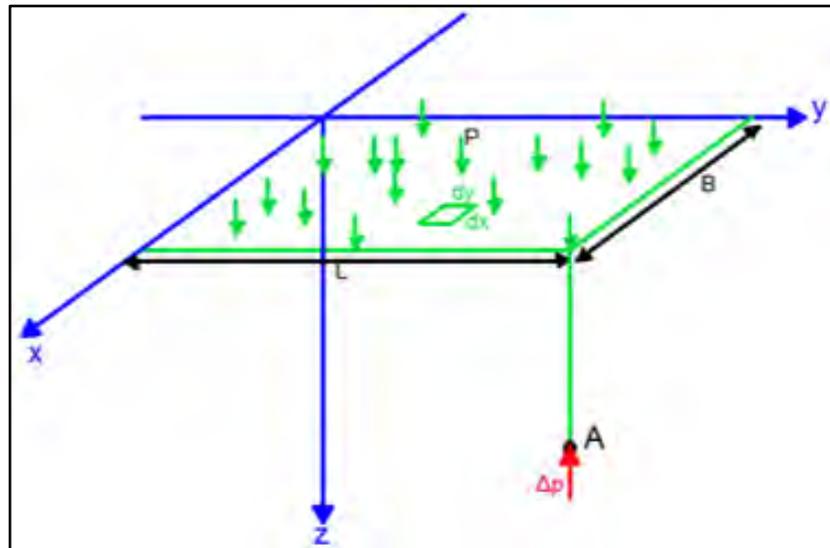
Donde P es la carga por área unitaria, el incremento de presión será generado por:

$$dQ = \frac{3P(dx dy)z^3}{2\pi (x^2 + y^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad (13)$$

Integrando la **ecuación 13**, se puede encontrar el valor del incremento de presión en una esquina de un área rectangular cargada (**ver figura 7**).

$$\Delta_p = \int_{y=0}^L \int_{x=0}^B \left(\frac{3P(dx dy)z^3}{2\pi (x^2 + y^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \right) = P * I \quad (14)$$

Figura 7. Esfuerzo vertical en un punto “A” causado por una presión “P” generada en una superficie rectangular.



Fuente: Esta investigación.

Donde “I” es el factor de influencia de presión, la ecuación de doble integración fue resuelta por Newmark (1935) y el valor de “I” está en función de las dimensiones

de la cimentación (B y L) y la profundidad del punto en consideración (z), como se demuestra a continuación.

$$\Delta_p = P * I(m, n) \quad (15)$$

Donde

$$m = \frac{B}{z} = \frac{x}{z} \quad (16)$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{y}{z} \quad (17)$$

De esta manera el valor del factor de influencia I (m, n), se encuentra con la siguiente ecuación:

$$I(m, n) = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} * \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right) \right] \quad (18)$$

Cuando el valor de (m^2n^2) es más grande que el valor de (m^2+n^2+1) , un término de la **ecuación 18** que utiliza tangente inversa se vuelve negativo, por lo tanto será necesario modificar la ecuación anterior, sumando al anterior resultado el valor de π , y la ecuación a utilizar en este caso sería:

$$I(m, n) = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} * \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \left(\frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2} \right) + \pi \right] \quad (19)$$

El valor del factor de influencia deberá estar entre 0 y 0,25 ($0 \leq I \leq 0,25$).

Si se quiere encontrar el valor del incremento de presión producido en un punto cualquiera dentro de una zapata, se procede a dividir la zapata en 4 secciones, para cada una se determina su factor de influencia “I” y se calcula el incremento de presión como se muestra a continuación:

$$\Delta_p = P * (I_1 + I_2 + I_3 + I_4) \quad (20)$$

Asentamientos en cimentaciones superficiales.

Los asentamientos son las deformaciones verticales experimentadas por un suelo debido a una sobrecarga cualquiera, como por ejemplo el esfuerzo transmitido al suelo por la cimentación de una estructura. Cuando una estructura se apoya en la tierra, transmite los esfuerzos al suelo donde se funda. Estos esfuerzos producen deformaciones que pueden ocurrir de tres maneras:

- a) Por deformación elástica de las partículas.
- b) Por cambio de volumen en el suelo consecuencia de la evacuación del líquido existente en los intersticios.
- c) Por fluencia en el tiempo del suelo.

Según la NSR-10²⁴, la evaluación de asentamientos debe realizarse mediante modelos de aceptación generalizada empleando parámetros de deformación obtenidos a partir de ensayos de laboratorio o correlaciones de campo suficientemente apoyadas en la experiencia.

“Los asentamientos usualmente son más importantes en arcillas y para este tipo de suelos los métodos de cálculo no presentan errores de más del 50%, generalmente, como se ha podido comprobar con las comparaciones entre asentamientos calculados y medidos. Para los suelos predominantemente arenosos los métodos de predicción de asentamientos son menos precisos, afortunadamente, los asentamientos en este tipo de suelos son normalmente más pequeños que en arcillas”²⁵. En suelos granulares, debido a la alta permeabilidad del suelo se presentan asentamientos rápidos, generalmente al finalizar la construcción ya se han producido todos, por otro lado en suelos arcillosos, debido

²⁴ COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES. Op. cit., p. H-17.

²⁵ MACDONALD, D.H. y SKEMPTON, A.W. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: The allowable settlements of buildings. 6 ed. ICE Virtual Library, 1956, vol. 5. 727 - 768 p. ISSN 1753-7789.

a su baja permeabilidad son lentos y la estructura sigue asentándose durante años después de finalizada la construcción.

Interacción suelo-estructura

Según Burland²⁶, la interacción entre el suelo de fundación y la estructura es muy compleja, debido a que es la combinación de muchos factores, algunos de los cuales dependen del tiempo. Ninguno de esos factores es totalmente lineal y es imposible considerarlos por separado y superponerlos sin errores de aproximación. Dentro de esos factores se encuentran.

- a) Los asentamientos instantáneos producidos por cada incremento de carga a medida que la etapa de construcción avanza.
- b) Los asentamientos por consolidación (primaria y secundaria), los cuales se superponen con los asentamientos instantáneos y que ocurren en mayor proporción durante la etapa de construcción.
- c) Los cambios en la rigidez de la estructura en el proceso de construcción.
- d) La redistribución de cargas y esfuerzos dentro de la estructura, debido a los asentamientos diferenciales.

Asentamiento Diferencial

Es la diferencia de los valores de asentamientos correspondientes a dos partes diferentes de la estructura. La NSR-10²⁷ establece los valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, en la tabla H.4.9-1.

Giro

Es la rotación de la edificación, sobre el plano horizontal, producida por los asentamientos diferenciales de la misma. La NSR-10²⁸ establece en el literal H.4.9.4 un valor máximo de $L/250$, donde "L" es la distancia entre apoyos o

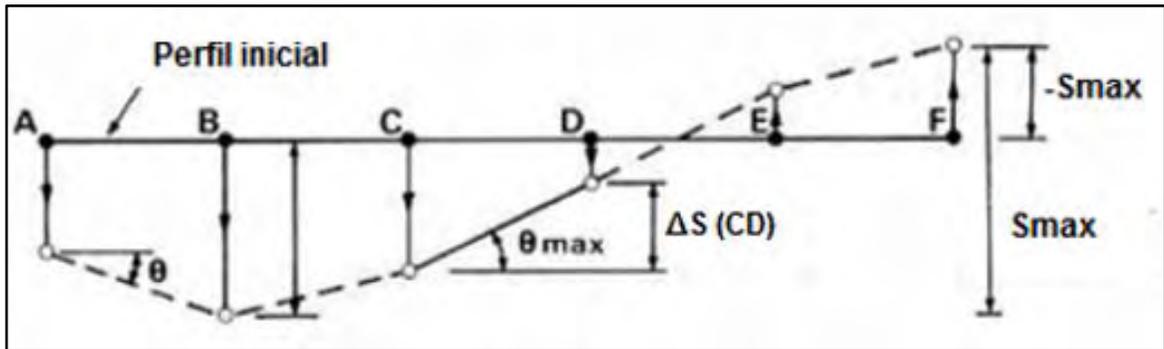
²⁶ BURLAND, J.B. Settlement of buildings and associated damage. En: Proceedings. Conference on the Settlement of Structures, Cambridge. Abril, 1974. p. 611-654.

²⁷ COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES. Op. cit., p. H-19.

²⁸ Ibid., p. H-19

columnas. En la **figura 8** se representan los conceptos de asentamiento y giro para un eje de cimentaciones.

Figura 8. Definiciones de asentamiento total(S), asentamiento diferencial (ΔS) y giro (θ).



Fuente: Modificado de: Settlement of buildings and associated damage. Burland et al, 1977.

Asentamiento Total

El asentamiento total es función del tiempo y es igual a la suma de los asentamientos elásticos, asentamientos por consolidación primaria y asentamientos por consolidación secundaria, dependiendo del tipo de suelo algunos tipos de asentamientos serán predominantes y otros pueden considerarse insignificantes (**ver figura 9**).

$$S_T = S_e + S_p + S_s \quad (21)$$

Donde

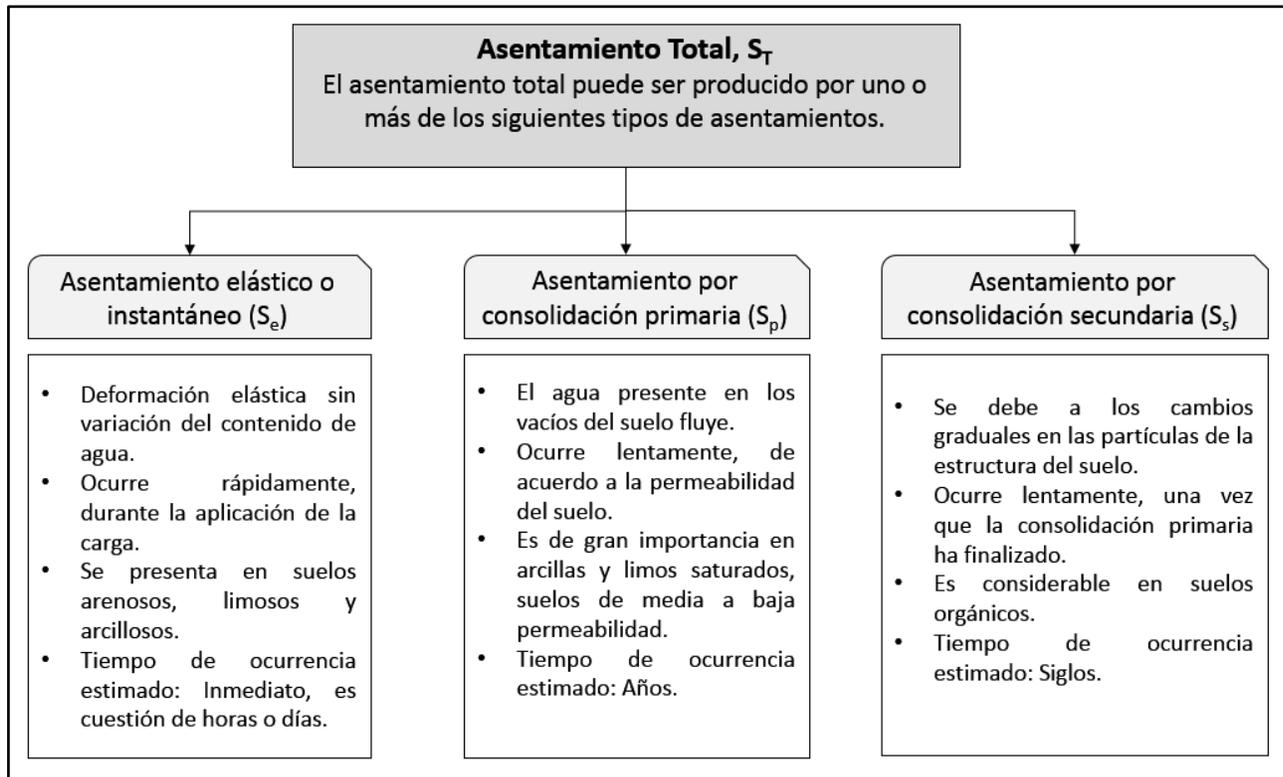
S_e = Asentamiento por consolidación elástica.

S_p = Asentamiento por consolidación primaria.

S_s = Asentamiento por consolidación secundaria.

La NSR-10²⁹, en el literal H.4.9.2 especifica que el asentamiento total máximo calculado a 20 años debe ser como máximo 30 cm, para construcciones aisladas y de 15 cm para construcciones en medianeros, siempre y cuando no se afecten las conducciones de servicios y accesos a la construcción para el primer caso y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas para el segundo caso.

Figura 9. Tipos de asentamientos.



Fuente: Esta investigación.

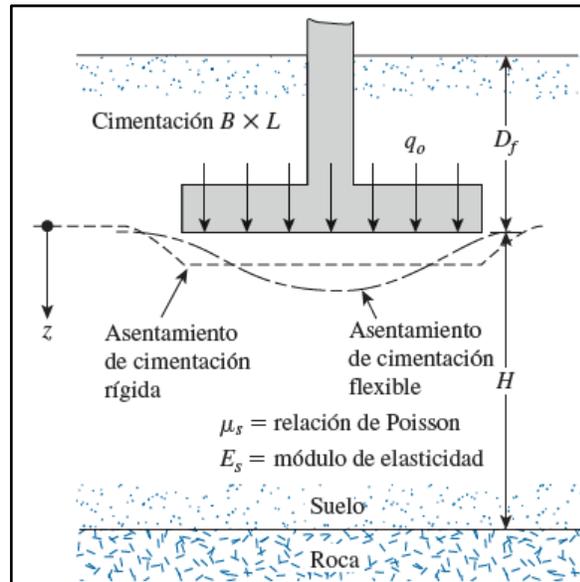
Asentamiento elástico o instantáneo

El asentamiento elástico o instantáneo es causado por la aplicación de una carga sobre el suelo, este asentamiento se presenta en cuestión de horas o días y se produce por la deformación elástica del terreno, puede darse en cualquier tipo de suelo, aunque se puede observar mejor en suelos granulares. Dependiendo de la

²⁹ Ibid., p. H-18

rigidez relativa de la zapata esta puede considerarse rígida o flexible y el asentamiento producido puede ser uniforme o variable (ver figura 10).

Figura 10. Asentamiento elástico de cimentaciones rígidas y de cimentaciones flexibles.



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. Séptima Edición. Braja M. Das.

Módulo de elasticidad del suelo

“Uno de los principales factores que contribuyen a la imprecisión en la predicción de asentamientos es la habilidad de cuantificar la rigidez del suelo correctamente”³⁰. El módulo de elasticidad es la relación entre el esfuerzo y la deformación lineal unitaria de un material, en este caso, el suelo, en el rango de su comportamiento elástico.

Se puede obtener de manera más precisa a partir de ensayos triaxiales. Sin embargo, debido a la complejidad de su determinación, generalmente se cuantifica indirectamente a partir de correlaciones con ensayos de campo como el ensayo de

³⁰ BRAJA M., Das y NAGARATNAM, Sivakugan. Settlements of shallow foundations on granular soil, an overview. En: International Journal of Geotechnical Engineering. 2007. 1:1, p. 19-29.

penetración estándar (SPT), así mismo, varios autores han suministrado datos de valores típicos de módulo de elasticidad para distintos tipos de suelos.

En la **tabla 9** se presentan algunas correlaciones para determinar el módulo de elasticidad a partir del N1 (N de campo corregido por confinamiento).

Tabla 9. Estimación del Módulo de Elasticidad a partir de N1.

Tipo de suelo	E (MPa)	N°
Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas	0,4*N1	a
Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas	0,7*N1	b
Arenas gruesas y arenas con poca grava	1*N1	c
Grava arenosa y gravas	1,1*N1	d

Fuente: Modificado de U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988).

En la **tabla 10** se presentan algunas correlaciones planteadas por diversos autores para obtener el módulo de elasticidad a partir del SPT.

Tabla 10. Estimación del Módulo de Elasticidad a partir del SPT.

Autor	Año	E (kg/cm ²)	Unidad	Tipo de material	N°
Bowles	1988	$E = 600(N_{55}+6)$	kPa	Gravas y arenas $N_{155} \leq 15$	a
		$E = 600(N_{55}+6)+2000$	kPa	Gravas y arenas $N_{155} > 15$	b
Beguemann	1974	$E = 12(N_{spt}+6)$	kg/cm ²	Gravas y arenas $N_{spt} < 15$	c
		$E = 40+12(N_{spt}-6)$	kg/cm ²	Gravas y arenas $N_{spt} > 15$	d
Webb	1974	$E = 5(N_{spt}+15)$	kg/cm ²	Arenas finas sobre nivel Freático	e
		$E = 3,3(N_{spt}+15)$	kg/cm ²	Arenas arcillosas	f
		$E = 4(N_{spt}+12)$	kg/cm ²	Casos intermedios	g
Meigh y Nixon	1961	$E = 5N_{spt}$	kg/cm ²	Limos y limos arcillosos	h

		$E = 8N_{spt}$	kg/cm ²	Arenas finas sobre nivel Freático	i
--	--	----------------	--------------------	---	---

Fuente: Esta investigación.

En la **tabla 11** se presentan rangos de valores de módulo de elasticidad para diferentes tipos de suelos, debido a que los rangos son demasiado grandes no se recomienda utilizar valores promedio para análisis geotécnicos, solamente aparecen como referencia.

Tabla 11. Rangos de valores típicos de E, para diferentes tipos de suelo.

Tipo de suelo	E (MPa)
Arcilla:	
Blanda sensible	2,4 - 15
Medianamente rígida a rígida	15 - 50
Muy rígida	50 - 100
Loes	15 - 60
Limo	2 - 20
Arena fina:	
Suelta	7,5 - 10
Medianamente densa	10 - 20
Densa	20 - 25
Arena:	
Suelta	10 - 25
Medianamente densa	25 - 50
Densa	50 - 75
Grava:	
Suelta	25 - 75
Medianamente densa	75 - 100
Densa	100 - 200

Fuente: Modificado de U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988).

Cuando el suelo de cimentación está conformado por más de un estrato, se suele ponderar los módulos obtenidos para cada estrato de acuerdo a su espesor. Aunque muchas metodologías para calcular asentamientos están desarrolladas en base a un módulo de elasticidad constante, otras metodologías como las de

Mayne y Puolos (1999), plantean un incremento lineal del módulo con respecto a la profundidad, de acuerdo a Gibson (1967).

$$E_s = E_o + kz \quad (22)$$

Donde

E_s = Módulo de elasticidad a una profundidad analizada.

E_o = Módulo de elasticidad del suelo a la profundidad de desplante.

k = Tasa de incremento del módulo de elasticidad con respecto a la profundidad.

z = Profundidad tomada a partir de la profundidad de desplante.

Coeficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson es un valor adimensional que expresa la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria axial en un cuerpo sometido a un esfuerzo uniaxial. En la **tabla 12** se presentan rangos de valores del coeficiente de Poisson sugeridos por Bowles en 1997 para distintos tipos de suelos.

Tabla 12. Rangos de valores de m para diferentes tipos de suelos.

Tipo de suelo	m
Arcilla saturada	0,4 - 0,5
Arcilla no saturada	0,1 - 0,3
Arcilla arenosa	0,2 - 0,3
Limo	0,3 - 0,35
Arena, arena con grava	0,3 - 0,4
Loess	0,1 - 0,3

Fuente: Bowles (1947)

En la **tabla 13** se presentan los valores sugeridos por el U.S. Department of the Navy en 1982.

Tabla 13. Rangos de valores de m para diferentes tipos de suelos.

Tipo de suelo	m
---------------	-----

Arcilla: Blanda sensible Medianamente rígida a rígida Muy rígida	0,4 - 0,4 no drenada
Loes	0,1 - 0,3
Limo	0,3 - 0,35
Arena: Suelta Medianamente densa Densa	0,2 - 0,35 0,3 - 0,4
Grava: Suelta Medianamente densa Densa	0,2 - 0,35 0,3 - 0,4

Fuente: U.S. Department of the Navy (1982)

Métodos para calcular el asentamiento elástico

Existen diversos métodos, basados en la teoría de la elasticidad para obtener los asentamientos elásticos en zapatas, muchos libros y manuales de ingeniería (Terzaghi y Peck 1967; Sowers 1979; U.S. Department of the Navy 1982; Gifford et al. 1987; Tomlinson 1986; Barker et al. 1991; Braja M. Das 2012) describen detalladamente los métodos y procedimientos. Es de interés para la investigación repasar los métodos presentados en la **tabla 14**.

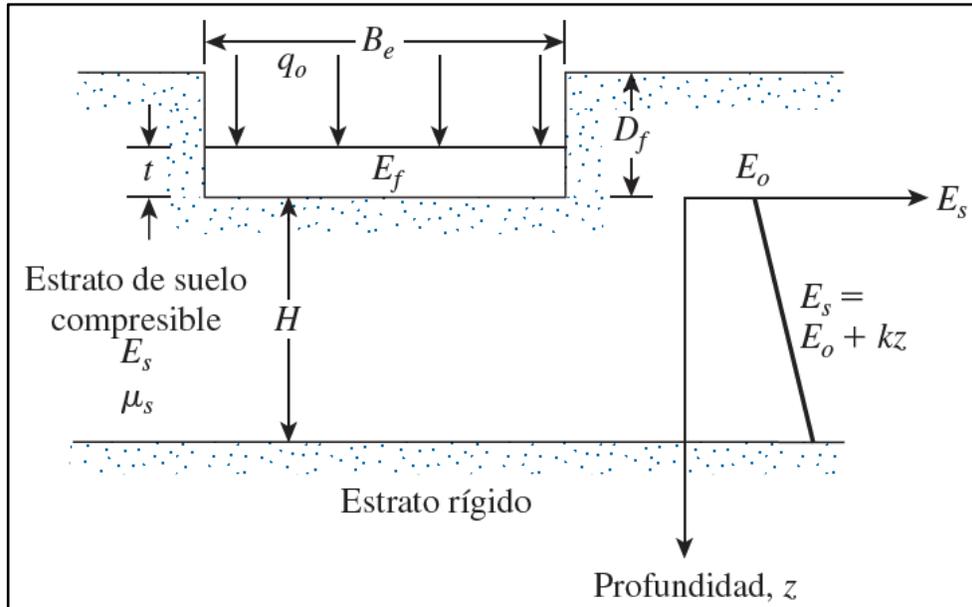
Tabla 14. Métodos para calcular asentamientos elásticos en cimentaciones superficiales.

MÉTODO 1	Autor	Mayne y Poulos. Ecuación mejorada para el cálculo del asentamiento elástico.	Año	1999
Consideraciones y Limitaciones	<ul style="list-style-type: none"> • Se tiene en cuenta la rigidez de la cimentación. • Se considera la profundidad de empotramiento de la cimentación. • Se asume un aumento lineal del módulo de elasticidad con respecto a la profundidad. • Se aplica a una capa de suelo de espesor finito • La metodología fue desarrollada para zapatas circulares, pero se puede aplicar a zapatas rectangulares. 			
Expresión	$S_e = \frac{p * B_e * I_g * I_f * I_e * (1 - u^2)}{E_o} \quad (a)$			
Parámetros	<p>p = Presión de contacto uniforme.</p> <p>Be = Diámetro equivalente de la cimentación rectangular, se obtiene de la ecuación (b).</p> <p>u = Coeficiente o módulo de Poisson.</p> <p>Eo = Módulo de elasticidad del suelo a la profundidad de desplante.</p> <p>H = Espesor del estrato de suelo compresible.</p> <p>k = Tasa de incremento del módulo de elasticidad con la profundidad.</p> <p>Ig = Factor de influencia para la variación del módulo de elasticidad Es con la profundidad = $f\left(\beta = \frac{E_o}{kBe}, \frac{H}{Be}\right)$. Se puede obtener a partir de la figura 12.</p> <p>If = Factor de corrección por rigidez de la cimentación. Se obtiene a partir de la ecuación (c).</p> <p>Ie = Factor de corrección por empotramiento de la cimentación. Se puede obtener a partir de la ecuación (d).</p>			

Continuación tabla 14. Métodos para calcular asentamientos elásticos en cimentaciones superficiales

MÉTODO 1	Autor	Mayne y Poulos. Ecuación mejorada para el cálculo del asentamiento elástico.	Año	1999
-----------------	--------------	--	------------	------

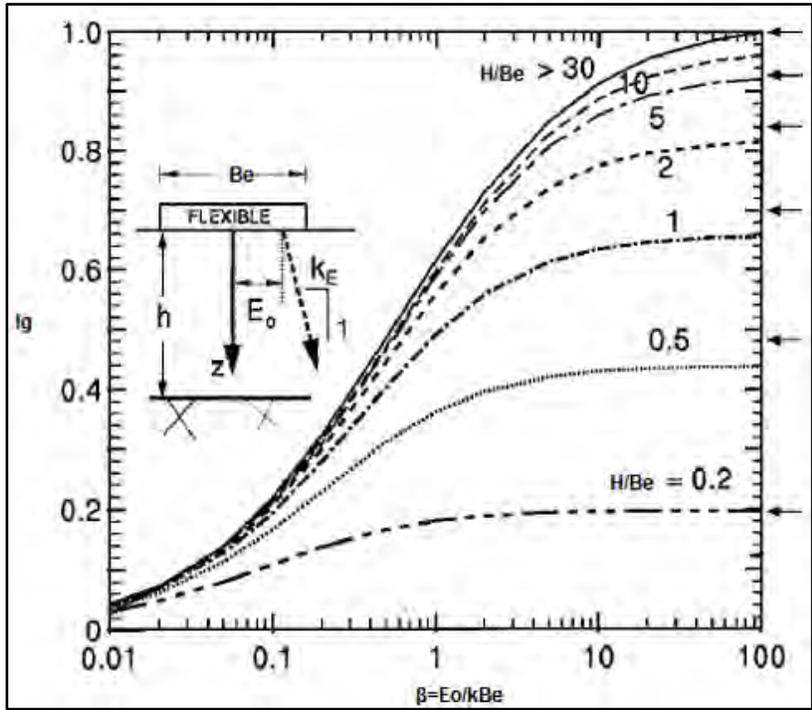
Figura 11. Parámetros generales de la ecuación mejorada para el cálculo del asentamiento elástico.



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. Séptima Edición. Braja M. Das.

Parámetro	Determinación	
B_e	$B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}} \quad (b)$	<p>B = Ancho de la cimentación (menor dimensión).</p> <p>L = Largo de la cimentación.</p>
I_f	$I_f = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4,6 + 10 \left(\frac{E_f}{E_o + \frac{B_e}{2} k} \right) \left(\frac{2t}{B_e} \right)^3} \quad (c)$	<p>E_f = Módulo de elasticidad del material de la cimentación.</p> <p>t = Espesor de la cimentación.</p>

Continuación tabla 14. Métodos para calcular asentamientos elásticos en cimentaciones superficiales

MÉTODO 1	Autor	Mayne y Poulos. Ecuación mejorada para el cálculo del asentamiento elástico.	Año	1999
Parámetro	Determinación			
I_e	$I_e = 1 - \frac{1}{3,5 \exp(1,22u - 0,4) \left(\frac{B_e}{D_f} + 1,6 \right)} \quad (d)$			D_f = Profundidad de desplante (empotramiento).
I_g	<p>Figura 12. Determinación gráfica del factor de influencia para la variación del módulo de elasticidad, I_g.</p>  <p>Fuente: Modificado de: Approximate displacement influence factors of elastic shallow foundations. Mayne Paul y Poulos Harry (1999).</p>			

Continuación tabla 14. Métodos para calcular asentamientos elásticos en cimentaciones superficiales

MÉTODO 2	Autor	Especificaciones AASTHO para el diseño de puentes por el método LRFD (2010), en base a los lineamientos generales propuestos por Gifford (1987).
Consideraciones y Limitaciones	<ul style="list-style-type: none"> • Método para zapatas cimentadas en un suelo no cohesivo, homogéneo y de espesor infinito. • Las distribuciones de tensiones utilizadas para calcular el asentamiento elástico suponen que la zapata es flexible • Se considera un módulo de elasticidad constante. 	
Expresión	$Se = \frac{p(1 - u^2)\sqrt{A}}{E_s * B_z} \quad (e)$	
Parámetros	<p>p = Presión de contacto uniforme (MPa). u = Módulo o coeficiente de Poisson (adimensional). A = Área de la zapata (mm²) Es = Módulo de elasticidad del suelo (MPa). B_z = Factor de forma (adimensional), se puede obtener de la tabla 14.1.</p>	

Tabla 14.1. Factor de forma B_z, para zapatas en suelos granulares.

L/B	B _z (Zapata Flexible)	B _z (Zapata rígida)
	Promedio	Uniforme
Circular	1,04	1,13
1	1,06	1,08
2	1,09	1,1
3	1,13	1,15
5	1,22	1,24
10	1,41	1,41

Fuente: Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, EPRI (1983).

Fuente: Esta investigación.

Asentamientos por consolidación.

Asentamiento por consolidación primaria

Al someter a una masa de suelo saturado a un incremento de carga, ésta es soportada inicialmente por el agua contenida en los poros, la presión que resulta en el agua a causa del incremento de carga es llamada exceso de presión intersticial, que se disipa a una velocidad controlada por la permeabilidad del suelo. A medida que el agua drena de los poros del suelo, el incremento de carga es transmitido a la estructura del suelo. La transferencia de carga es acompañada por un cambio de volumen del suelo igual al volumen de agua drenada. Este proceso es conocido como consolidación.

Las principales consecuencias del proceso de consolidación son:

- a) Incremento del esfuerzo efectivo.
- b) Reducción del volumen de vacíos.
- c) Reducción del volumen total.
- d) Asentamientos del terreno.
- e) Asentamientos de la estructura.

Consolidación primaria

Este es un proceso que tiene un tiempo determinado de ocurrencia, que comienza cuando se aplica el incremento de carga y termina cuando se ha producido totalmente la transferencia de carga del agua a la estructura del suelo.

Ensayo de Consolidación

El ensayo se realiza sobre una muestra de suelo, que se confina lateralmente y se carga en dirección axial con incrementos de esfuerzo total. Cada incremento de carga se mantiene constante hasta cuando el exceso de presión de poros se haya disipado. Esta situación se identifica por medio de la interpretación del comportamiento tiempo-deformación bajo esfuerzo total constante y se basa en la premisa de que el suelo está totalmente saturado. Durante el ensayo se mide el cambio de altura de la muestra y se determina la relación entre el esfuerzo axial efectivo y la relación de vacíos o la deformación unitaria. La normatividad para realizar el ensayo se encuentra especificada en la norma INV E-151 del 2012, basada en la ASTM D 2435M-11. Los parámetros más importantes que se obtienen del suelo al realizar el ensayo son:

- a) Coeficiente de consolidación (C_v):** indica el grado de asentamiento del suelo bajo un cierto incremento de carga y vinculado a la velocidad del

mismo. Se obtiene a partir del ensayo de consolidación con la siguiente ecuación:

$$Cv = \frac{T_v H_{lab}^2}{t_{ensayo}} \quad (23)$$

Donde

T_{ensayo} : tiempo para el cual ocurre el porcentaje de consolidación determinado en el ensayo

T_v : factor de tiempo para un porcentaje de consolidación obtenido en la curva teórica, correspondiente a las condiciones de drenaje del problema.

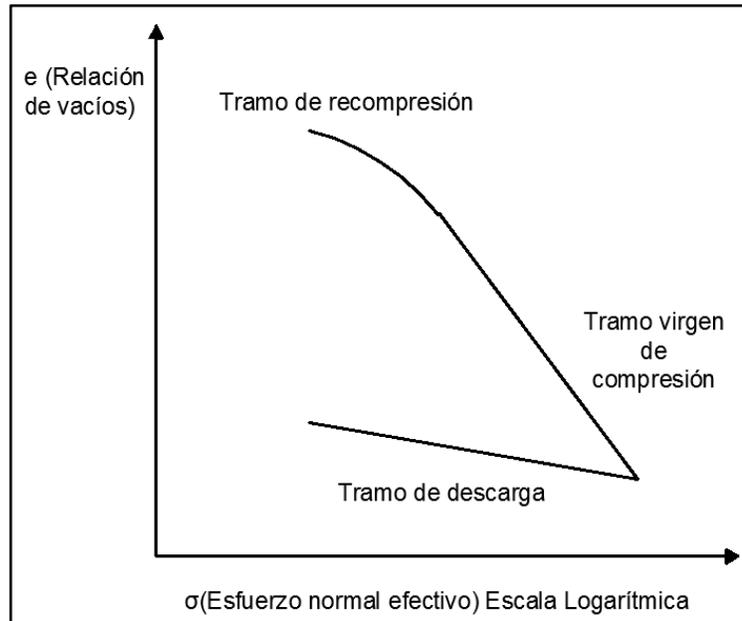
H_{lab} : máxima distancia que recorre el agua en el ensayo.

Existen dos métodos empíricos y gráficos para determinar el coeficiente de consolidación, que comparan las curvas teóricas de consolidación con las curvas obtenidas en los ensayos, que son el método de Casagrande y el método de Taylor.

b) Curva de compresibilidad: es la representación gráfica de relación de vacíos en escala natural vs esfuerzo normal en escala logarítmica (**ver figura 13**), en la gráfica pueden identificarse claramente 3 tramos:

- **Tramo de recompresión.** Es aquel en el cual las presiones aplicadas al espécimen son menores o iguales a las presiones a las cuales el suelo del ensayo ya ha sido sometido en su historia geológica.
- **Tramo virgen de compresión.** En este tramo el suelo experimenta presiones a las cuales nunca ha sido sometido.
- **Tramo de descarga.** En el cual se disminuye la carga normal y se presenta una recuperación parcial de las deformaciones presentadas.

Figura 13. Curva de compresibilidad.

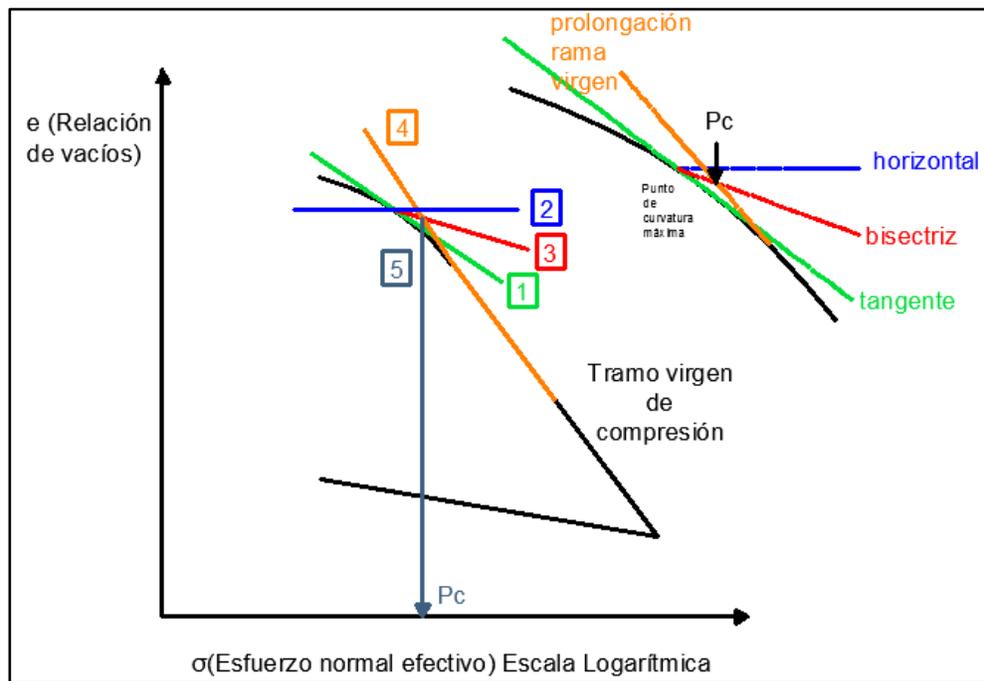


Fuente: Esta investigación.

c) Presión de preconsolidación (P_c): indica la máxima presión que ha soportado el suelo en su historia geológica. Se obtiene gráficamente a partir de la curva de compresibilidad (**ver figura 14**), Casagrande propuso un método empírico que consiste en los siguientes pasos:

- **Paso 1.** Se traza una tangente por el punto de mayor curvatura
- **Paso 2.** Por ese punto de tangencia se traza una línea horizontal
- **Paso 3.** Se traza la bisectriz del ángulo formado por la tangente y la línea horizontal
- **Paso 4.** Se prolonga la recta del tramo virgen hasta interceptar la bisectriz
- **Paso 5.** En el punto de intercepción del tramo recto y la bisectriz se traza una vertical que permite leer en el eje de las abscisas el valor de la carga de preconsolidación.

Figura 14. Determinación del esfuerzo de preconsolidación en la curva de compresibilidad. Método de Casagrande.

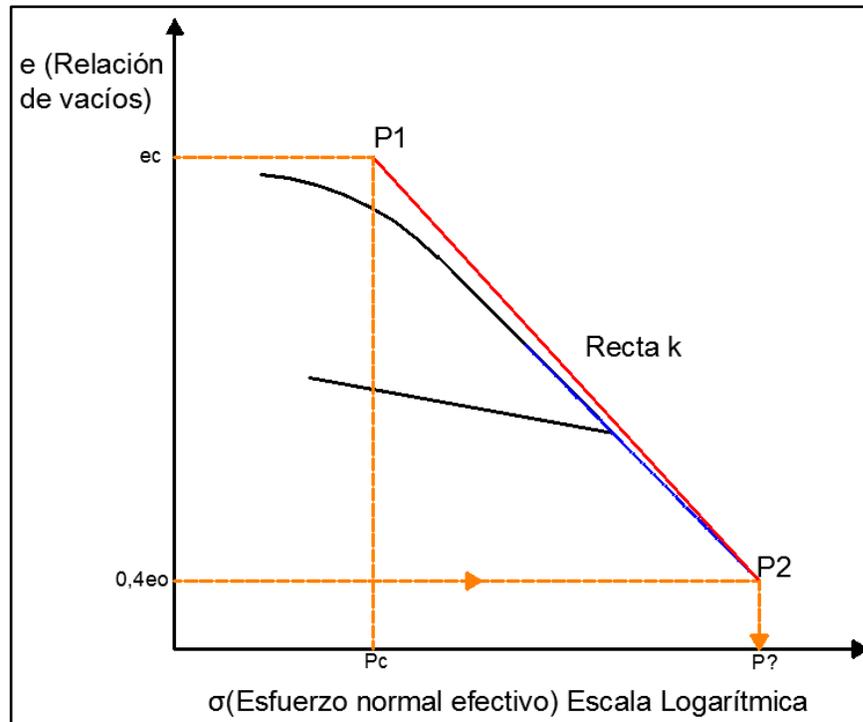


Fuente: Esta investigación

d) Índice de compresión (C_c) El índice es la pendiente de recta (tramo virgen) de la curva de compresibilidad corregida (curva de campo). Si bien el ensayo es realizado con muestras inalteradas, es inevitable que se produzcan alteraciones a las mismas, por eso es necesario corregirlas, con el fin de que representen de una mejor manera, las condiciones reales de campo. La recta corregida se conoce como "recta k" y se puede obtener con el siguiente procedimiento (**ver figura 15**):

- **Paso 1.** En la curva de compresibilidad se obtiene el punto P1 (P_c, e_c), donde P_c es la carga de preconsolidación y e_c es la relación de vacíos inicial del ensayo.
- **Paso 2.** Se prolonga la línea correspondiente al tramo virgen hasta intersectar a la horizontal correspondiente a la ordenada del valor $0,4e_c$, en un punto P2.
- **Paso 3.** Se unen los puntos 1 y 2 y se obtiene la recta k, cuya pendiente es el índice de compresión C_c .

Figura 15. Determinación de la recta k para encontrar Cc. Método de Schmertmann.



Fuente: Esta investigación.

Una vez encontrada la recta k, se puede calcular el índice de compresión, que es la pendiente de dicha recta, con la siguiente ecuación:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (24)$$

Además de la determinación del índice de compresión a partir del ensayo de consolidación, método recomendado y más preciso, se han propuesto correlaciones empíricas para estimarlo en diferentes tipos de suelos y en función de propiedades que se pueden determinar a partir de ensayos más sencillos, como por ejemplo humedad, gravedad específica y límites de plasticidad, entre otros. En la **tabla 15** se presenta un resumen de las correlaciones encontradas.

Tabla 15. Correlaciones empíricas para determinar el coeficiente de compresión C_c .

Ecuación	Autores	Año	Tipo de suelo	N°
$C_c = 0,009(LL-10)$	Terzaghi & Peck	1967	Arcillas inalteradas	a
$C_c = 0,007(LL-10)$	Terzaghi & Peck	1967	Arcillas remoldeadas	b
$C_c = 0,141G_s^{1,2} \left(\frac{1+e_0}{G_s}\right)^{2,38}$	Rendon & Herrero	1983	Arcillas naturales	c
$C_c = 0,7343 \left[\frac{LL(\%)}{G_s}\right]$	Nagaraj & Murty	1985	Arcillas naturales	d
$C_c = 0,0097(LL)$	Skempton	-	Suelos españoles	e
C_c	Skempton	-	Suelos españoles	f
$C_c = \frac{n_o}{371,747 - 4,275 n_o}$	Park & Koumoto	2004	-	g
$C_c = 0,5 G_s \left(\frac{IP(\%)}{100}\right)$	Wroth & Wood	1978	-	h
$C_c = 0,0093W_o$	Koppula	1981	-	i
$C_c = 0,01(W_n - 5)$	Azzouz et al.	1976	Arcillas	j
$C_c = 0,0046(LL - 9)$	Bowles	1979	Arcillas brasileñas	k
$C_c = 0,009(LL - 8)$	Tsuchida	1991	Arcillas de Osaka	l

Fuente: Esta investigación.

Donde:

G_s = Gravedad específica.

LL = Límite líquido.

n_o = Porosidad.

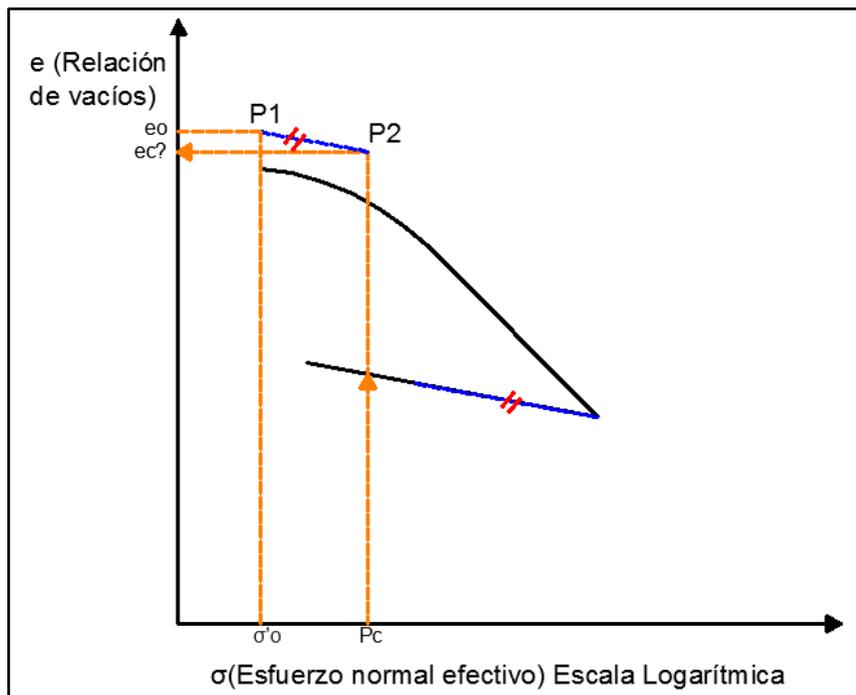
w = Humedad.

e_o = Relación de vacíos in situ.

- e) Índice de recompresión o expansión (C_s):** Es la pendiente del tramo de recompresión corregido. Se procede a corregir nuevamente la curva de compresibilidad obtenida en el ensayo (**ver figura 16**), de la siguiente manera:

- **Paso 1.** En la curva de compresibilidad se determina el punto P1 (σ'_o , e_o), que son los estados de esfuerzos y relación de vacíos, respectivamente, in situ del suelo.
- **Paso 2.** Se traza una recta paralela al tramo de descarga, cuya pendiente C_s se considera igual que C_r (tangente curva de recompresión).
- **Paso 3.** Se lleva la recta paralela al punto P1 y se prolonga hasta que corte la vertical correspondiente a la carga de preconsolidación, en P2 (P_c , e_c)

Figura 16. Determinación de la recta de recompresión para encontrar C_s . Método de Schmertmann.



Fuente: Esta investigación.

Una vez encontrada la recta de recompresión, se puede calcular el índice de recompresión o expansión, que es la pendiente de dicha recta.

Según Braja³¹, el valor del índice de recompresión generalmente se encuentra en un rango comprendido entre la quinta parte y la décima parte del valor del índice de compresión. En la **tabla 16**, se presentan dos

³¹ BRAJA M., Das. Fundamentos de ingeniería geotécnica. Op. cit. 166 p.

correlaciones encontradas para determinar el valor del índice de recompresión.

Tabla 16. Correlaciones empíricas para determinar el valor del índice de recompresión C_s .

Ecuación	Autores	Año	N°
$C_s = 0.0463 \left[\frac{LL(\%)}{G_s} \right]$	Nagaraj & Murty	1985	a
$C_s = \left[\frac{IP(\%)}{G_s} \right]$	Kulhawy & Mayne	1990	b

Fuente: Esta investigación.

Donde

LL = Límite líquido.

G_s = Gravedad específica.

I_p = Índice de plasticidad.

- f) Razón de sobreconsolidación:** Es un parámetro que permite expresar el grado de sobreconsolidación del suelo, se calcula con la siguiente ecuación:

$$OCR = \frac{P_c}{P_o} \quad (25)$$

Donde:

P_c = Esfuerzo de preconsolidación.

P_o =Esfuerzo o Presión efectivo actual promedio.

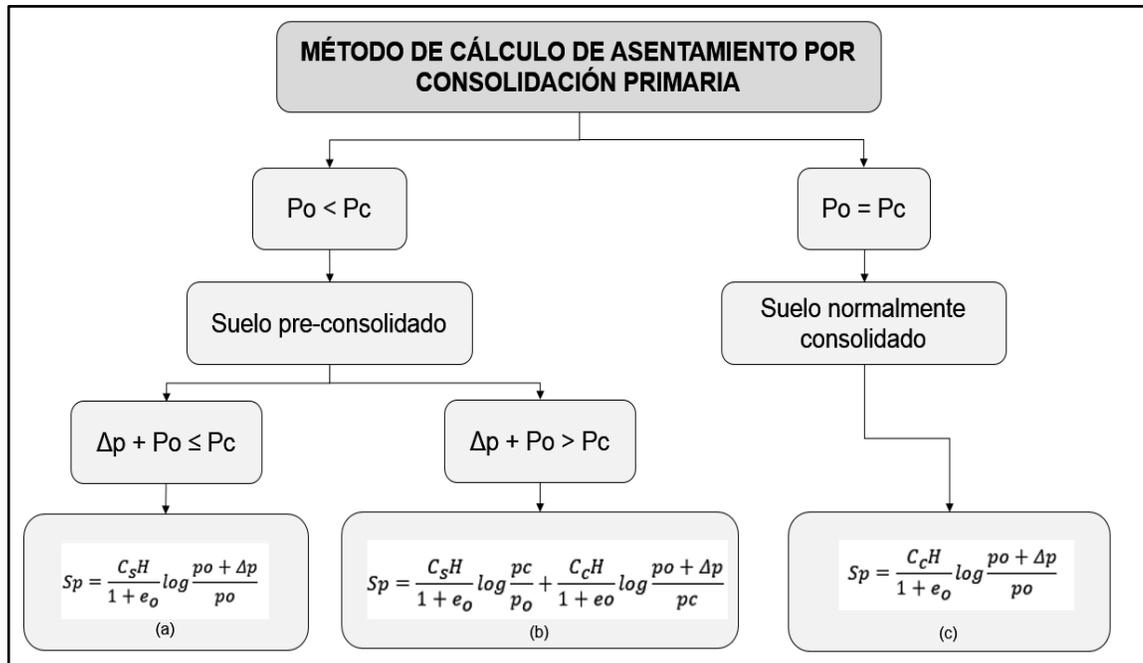
El valor del OCR (Radio de sobreconsolidación, por sus siglas en inglés: Over Consolidation Ratio) es 1 para suelos normalmente consolidados y es mayor que 1 para suelos sobreconsolidados o preconsolidados.

Cálculo del asentamiento por consolidación primaria

Una vez encontrados los parámetros necesarios, se define el método de cálculo de acuerdo al tipo de suelo (**ver figura 17**). Teniendo en cuenta el esfuerzo de preconsolidación, la presión efectiva actual (debido al peso de las capas de suelo superiores) y el esfuerzo externo que va a ejercer la estructura, se definen dos grupos de suelo:

- a) **Suelo preconsolidado:** es aquel cuya presión efectiva actual es menor que el esfuerzo de preconsolidación.
- b) **Suelo normalmente consolidado:** es aquel cuya presión efectiva actual es igual al esfuerzo de preconsolidación.

Figura 17. Selección del método de cálculo de asentamientos por consolidación primaria.



Fuente: Esta investigación.

Los parámetros necesarios para las ecuaciones a, b y c de la **figura 17** son los siguientes:

C_s = índice de expansión o recompresión.

C_c = Índice de compresión.

P_c = Esfuerzo de preconsolidación.

P_o =Esfuerzo o Presión efectivo actual promedio.

e_o = Relación de vacíos antes de la aplicación de carga.

e_c = Relación de vacíos correspondiente al punto de preconsolidación.

Δ_p = Incremento de esfuerzo promedio a la profundidad de análisis.

H = Espesor del suelo considerado para el asentamiento.

Metodología aplicada

Para el desarrollo del trabajo de investigación se tuvieron en cuenta 4 etapas; la descripción general del proyecto, la obtención de parámetros geotécnicos, el análisis geotécnico de capacidad de carga y el análisis geotécnico de asentamientos, como se muestra a continuación:

Etapla 1. Estudio preliminar

- Descripción general del proyecto
- Localización y clasificación.
- Aspectos geológicos.
- Clasificación de las unidades de construcción según la NSR-10.

Etapla 2. Obtención de los parámetros geotécnicos

- Visita de campo.
- Delimitación del proyecto.
- Determinación de la estratigrafía predominante.
- Ensayos de campo.
- Ensayos de laboratorio.

Etapla 3. Evaluación de la capacidad de carga

- Casos y criterios para el cálculo de capacidad de carga.

Etapla 4. Evaluación de asentamientos

- Limitaciones y criterios para el cálculo de asentamientos.
- Cálculo de asentamientos con métodos analíticos.
- Cálculo de asentamientos elásticos con programa de elementos finitos.

1. ESTUDIO PRELIMINAR

1.1 Descripción general del proyecto

El proyecto denominado “Construcción del Nuevo Bloque 1 Sector Sur de la Universidad de Nariño”, fue diseñado para dos unidades de construcción de siete niveles cada una (seis pisos y un sótano), para uso educativo (**ver figura 18**).

Figura 18. Fachada proyectada del Nuevo Bloque 1 de la Universidad de Nariño.

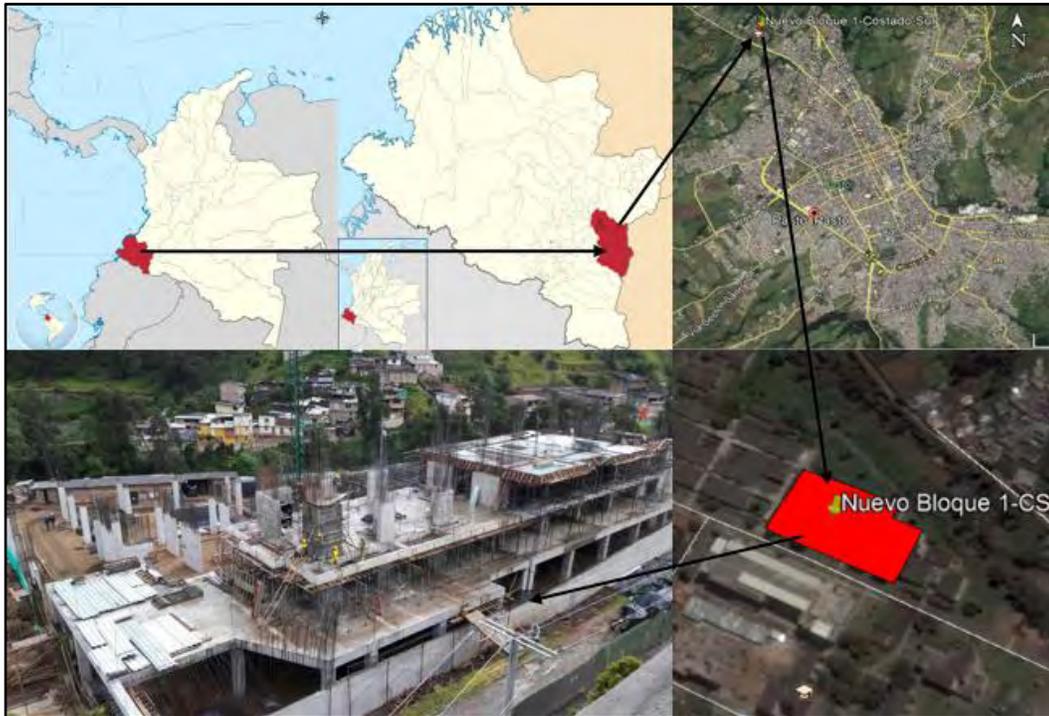


Fuente: Modificada de: Periódico Udenar (2017).

1.2 Localización y clasificación

El proyecto se encuentra situado en el campus universitario de Torobajo, de la Universidad de Nariño, en el municipio de Pasto, a los $1^{\circ}13'59.55''N$, $77^{\circ}17'34.20''O$ y con altura promedio de 2589 msnm (**ver figura 19**).

Figura 1919. Localización satelital del proyecto.



Fuentes: Google Maps y fondo de construcciones Udenar.

Según la tabla H.3.1-1 de la NSR-10, las unidades de construcción del proyecto se clasifican en la categoría “Media”, para unidades de construcción entre 4 y 10 niveles.

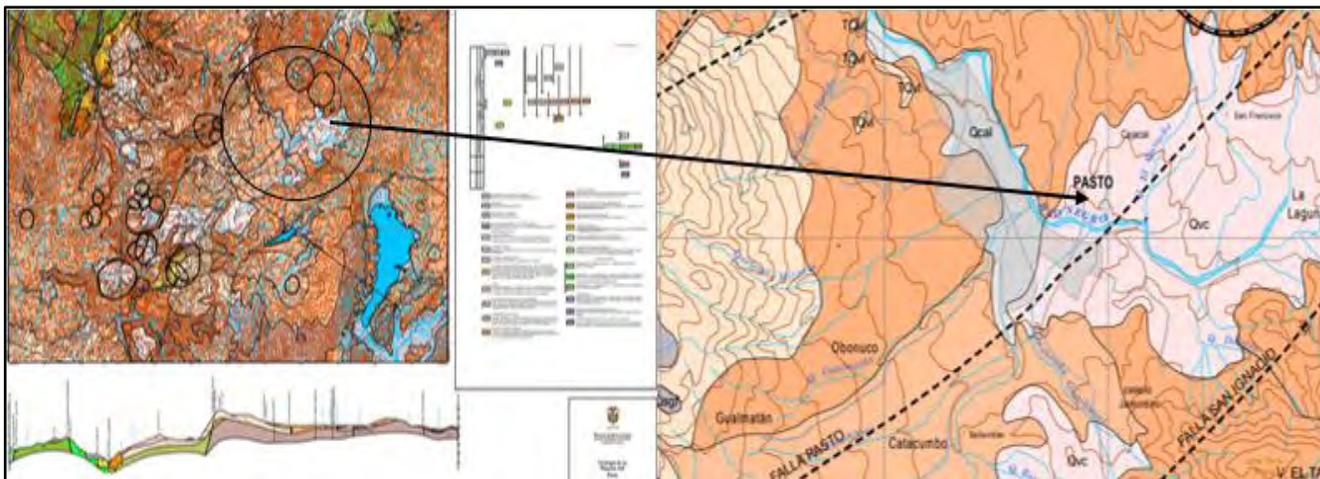
1.3 Aspectos geológicos

El municipio de Pasto se encuentra constituido por dos regiones naturales: la cordillera centro oriental y el piedemonte andino Amazónico. El paisaje es montañoso con profundos valles fluvio-volcánicos, con gran influencia tectónica y volcánica. Entre las fallas geológicas cuya actividad predomina en la zona, se encuentran la Falla de Pasto y la Falla de San Ignacio (**ver figura 20**).

“El entorno geológico en el que se desarrolla la Universidad de Nariño, está caracterizado por: depósitos aluviales, compuestos de gravas, arenas, limos y arcillas asociadas a los canales fluviales y valles de inundación, depósitos coluviales que forman conos de deyección, compuesto por material no homogéneo en tamaño y en origen; estos depósitos son cuaternarios y muchos de ellos están

en proceso de formación”³². En el **anexo 9** se presenta una descripción más detallada de la geología de la zona del proyecto.

Figura 20. Marco Geológico Regional de la ciudad de Pasto.



Fuente: Servicio Geológico Colombiano, plancha 429 Ingeominas.

1.4 Clasificación de las unidades de construcción según el Reglamento Colombiano Sismo Resistente (NSR-10)

Para la clasificación de edificaciones se asignó la categoría más desfavorable que resulta de la tabla H.3.1-1 de la NSR-10. La condición más desfavorable para el proyecto fue el número de niveles (7 niveles), clasificándose dentro de la categoría **MEDIA**, las dos unidades de construcción.

³² MURCIA A. y CEPEDA H. Memoria explicativa de la plancha 429 de Ingeominas. Citado por: ROSALES, Carlos. Caracterización dinámica de suelos en la Universidad de Nariño. San Juan de Pasto, 2013. 28 p.

2. OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

2.1 Visita de campo

Del 27 de noviembre al 9 de diciembre del 2017 se realizó una campaña de exploración en el sitio del proyecto, con el fin de verificar el perfil estratigráfico, tomar muestras alteradas y muestras inalteradas para ensayos mecánicos, como complemento y validación de la información suministrada por estudio de suelos.

2.1.1 Verificación del perfil estratigráfico.

Figura 21. Perfil estratigráfico encontrado en las visitas de campo, hasta los 3 metros de profundidad.



Fuente: Esta investigación. (a) Perfil estratigráfico hasta 3 metros. (b) Profundidad de presencia de bolos de roca. (c) Presencia de roca de gran tamaño.

En el suelo del proyecto se encontraron estratos de características limosas, embebidas en matriz limo arenosa junto a bolos de roca de diferentes tamaños que en algunas zonas se presentaron a partir de los 2 metros de profundidad. El proceso de excavación llegó hasta la profundidad de desplante y se confirmó la presencia de un material sedimentario fluvial tipo conglomerado, conformado por bolos de roca de diferente tamaño embebidos en un matriz fina limo arenosa (**ver figura 21**).

2.1.2 Obtención de muestras inalteradas y alteradas para ensayos de laboratorio.

Se recolectaron muestras alteradas y se obtuvieron muestras inalteradas manualmente con tubos tomamuestras elaborados por la investigación, con el fin de caracterizar mecánicamente y clasificar el material presente a la profundidad de desplante (**ver figura 22**).

Figura 22. Obtención de muestras inalteradas para ensayos de caracterización mecánica de la matriz fina del conglomerado.



Fuente: Esta investigación.

2.1.3 Localización de las muestras recolectadas y registro de ensayos para la investigación.

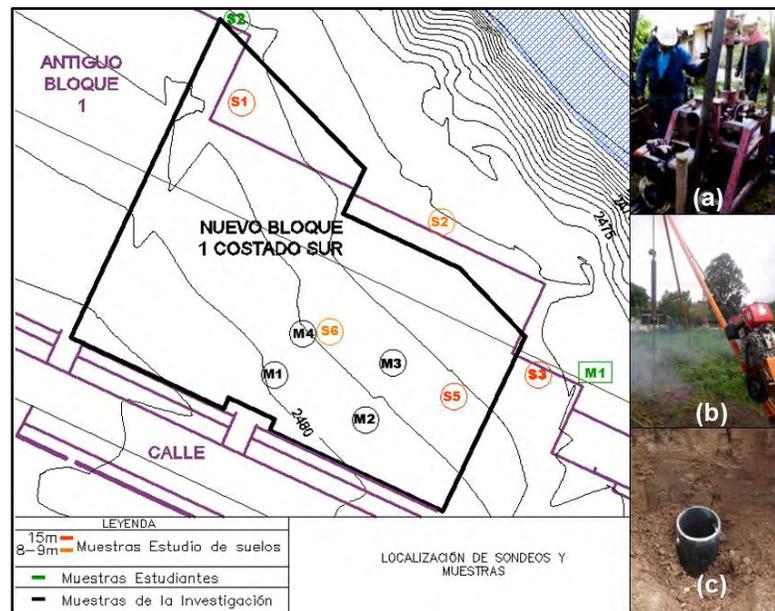
Además de los ensayos de laboratorio realizados para esta investigación, se consideraron los ensayos realizados por el estudio de suelos contratado por el proyecto, que incluyen sondeos del ensayo de penetración estándar (SPT) y ensayos de clasificación de laboratorio. En la **tabla 17** se presenta un registro de los ensayos que se consideraron para la investigación.

Tabla 17. Ensayos considerados para la investigación.

ENSAYOS	
Fuente	Tipo
Estudio de suelos	Ensayos de campo y de clasificación.
Estudiantes	Ensayos de campo
Esta investigación	Ensayos de laboratorio de caracterización mecánica del suelo de cimentación.

Fuente: Esta investigación.

Figura 23. Distribución de las muestras de suelo.



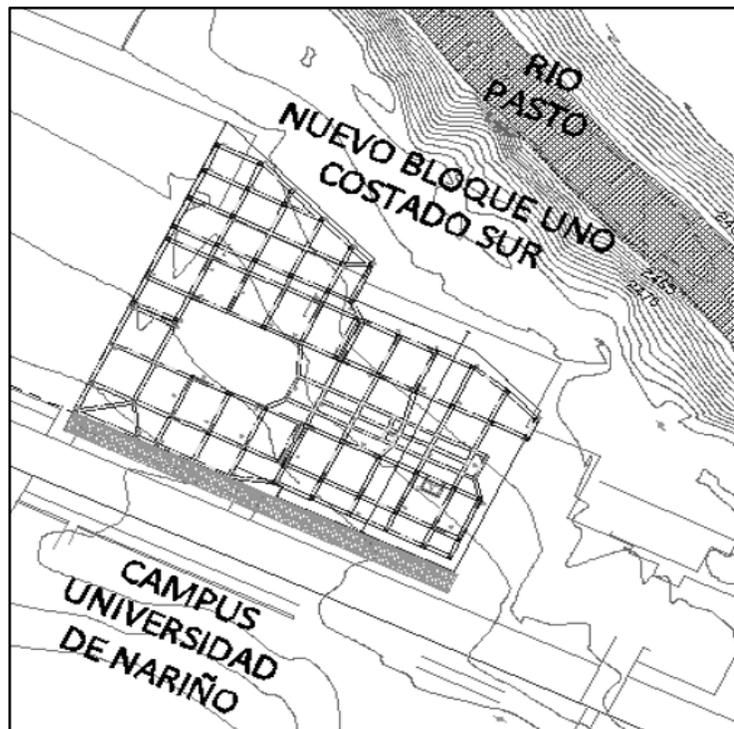
Fuente: Esta investigación. (a) Ensayos realizados por el estudio de suelos. (b) Ensayos realizados por estudiantes. (c) Ensayos realizados para la investigación.

La distribución de los ensayos de campo realizados tanto por el estudio de suelos como por estudiantes, se vio limitada por la presencia de la estructura del antiguo bloque 1. Para la investigación se recolectaron muestras inalteradas de 4 lugares a la profundidad de desplante (**ver figura 23**) y cercanas a las zapatas 13 y 14 a las que según la cartera de cálculos del proyecto llegaban cargas considerables (aproximadamente 1000 toneladas cada una) de la estructura. En el **anexo 3** se recopilaron 2 ensayos de campo realizados por estudiantes en la zona del proyecto.

2.2 Delimitación del proyecto

Con la topografía suministrada por el fondo de construcciones de la Universidad de Nariño, se limitó la zona de interés para el análisis geotécnico, correspondiente al costado sur del Nuevo Bloque 1 (**ver figura 24**).

Figura 24. Zona de interés para el análisis geotécnico.



Fuente: Esta investigación.

2.3 Estratigrafía predominante para el análisis geotécnico

En la **tabla 18** se presenta el perfil estratigráfico sugerido inicialmente por el estudio de suelos y el perfil predominante adoptado por la investigación.

Tabla 18. Perfil estratigráfico predominante del terreno sugerido por el estudio de suelos y perfil sugerido por la investigación.

PROFUNDIDAD (m)		Perfil sugerido por			
		ESTUDIO DE SUELOS		INVESTIGACIÓN	
		CLASIFICACIÓN S.U.C.S.		CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	
De:	Hasta:				
0	0,3		PT		PT
0,3	1		SM		ML
1	1,5				
1,5	2				
2	2,5				
2,5	3		ML		GM
3	3,5				
3,5	4				
4	4,5		ML		
4,5	5				
5	5,5				
5,5	6		SM		
6	8				
8	10				
10	12		SM		
12	15			N.F.	N.F.

Fuente: Esta investigación.

Teniendo en cuenta la visita de campo realizada, los sondeos SPT efectuados por estudiantes, los sondeos SPT y los ensayos de clasificación realizados para muestras a diferentes profundidades por parte del estudio de suelos.

Se adoptó una estratigrafía conformada a partir de los primeros 30 centímetros por una capa vegetal, seguida por un limo de baja plasticidad y a mayor profundidad un conglomerado conformado por bolos de roca embebidos en una matriz fina limosa de baja plasticidad.

En promedio a partir de los 2 metros de profundidad, tomados a partir de la cota de terreno natural, hay una mayor presencia de bolos de roca, el nivel freático se presentó a una profundidad promedio de 15 metros. Aunque en el estudio de suelos se reportó la presencia de bolos de roca, en el perfil sugerido para el proyecto se clasificó solamente la matriz fina del conglomerado, además, se reportó la presencia de bolos de roca con tamaños que varían de 2 a 10 pulgadas a partir de los 4 metros de profundidad para los 7 sondeos realizados.

2.4 Ensayos de campo

Se consideraron para la investigación los 7 sondeos realizados por el estudio de suelos, cuyos valores de campo (N_{campo}) fueron corregidos por la investigación implementando una metodología diferente a la del estudio de suelos (**anexo 5**). En la **tabla 19** se muestran los parámetros geotécnicos obtenidos por la investigación y por el estudio de suelos para los mismos datos provenientes del ensayo de penetración estándar.

2.5 Ensayos de laboratorio

2.5.1 Ensayos de laboratorio de clasificación.

Debido a las características del suelo presente en la zona del proyecto, en el estudio de suelos contratado por el proyecto se hizo una caracterización de la matriz fina que hace parte del conglomerado, encontrándose hasta una profundidad de 15 metros un suelo de características limosas, de mediana a baja plasticidad. También se ejecutó la caracterización mecánica de núcleos de roca obtenidos en la perforación, a partir de ensayos de compresión confinada. En el **anexo 4** se presenta un resumen de los ensayos de caracterización de la matriz fina y de los núcleos de roca, obtenidos por el estudio de suelos del proyecto.

Tabla 19. Parámetros geotécnicos obtenidos de los sondeos SPT realizados por el estudio de suelos.

PÁRÁMETROS GEOTÉCNICOS								
PROFUNDIDAD		CALCULADOS POR EL ESTUDIO DE SUELOS		CALCULADOS POR LA INVESTIGACIÓN				Y _{natural}
(m)		ϕ'(°)*0,6 sugerido	c' (ton/m ²)	ϕ'(°) mínimo	ϕ'(°) promedio	ϕ'(°) máximo	c' (ton/m ²)	
De:	Hasta:							(ton/m ³)
0	0,3	-	-	-	-	-	-	-
0,3	1	26,29	0,00	25,43	30,16	35,30	0,00	1,75
1	1,5	25,3	0,00	24,64	29,12	33,58	0,00	1,75
1,5	2	27,09	0,00	27,35	31,44	38,70	0,00	1,75
2	2,5	27,09	0,00	26,89	30,88	37,75	0,00	1,75
2,5	3	27,89	0,00	27,72	31,57	38,95	0,00	1,80
3	3,5	27,13	0,00	27,35	31,14	38,20	0,00	1,80
3,5	4	26,46	0,00	27,03	30,78	37,77	0,00	1,80
4	4,5	R	R	R	R	R	R	1,80
4,5	5	R	R	R	R	R	R	1,80
5	5,5	R	R	R	R	R	R	1,80
5,5	6	R	R	R	R	R	R	1,80
6	8	R	R	R	R	R	R	1,85
8	10	R	R	R	R	R	R	1,85
10	12	R	R	R	R	R	R	1,90
12	15	R	R	R	R	R	R	1,90

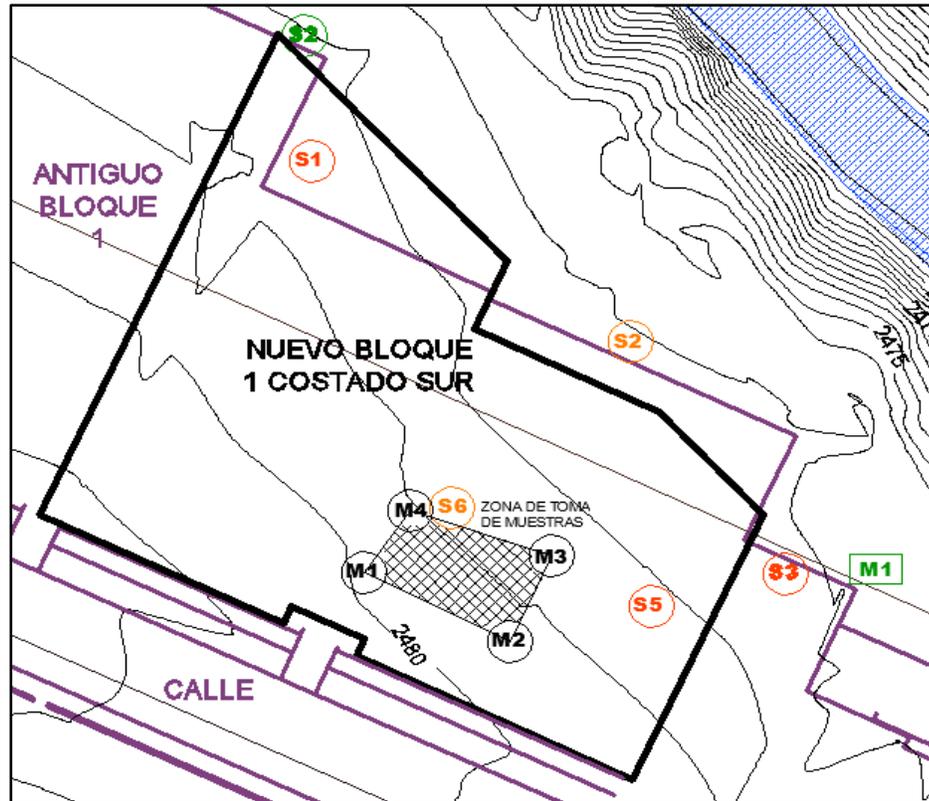
Fuente: Esta investigación. (R: Ensayo completado con rotación).

2.5.2 Ensayos de caracterización mecánica.

Ya que el estudio de suelos no realizó ensayos de caracterización mecánica, de los cuales se pueden obtener los parámetros mecánicos de suelo directamente, sin la necesidad de correlaciones, una vez realizada la explanación en la zona del proyecto, se recolectaron muestras inalteradas en las visitas de campo, a la profundidad de desplante, en 4 sitios. Las muestras se utilizaron para caracterizar mecánicamente la matriz fina del conglomerado, con ensayos de corte directo, consolidación y compresión inconfiada. La ubicación de las muestras se vio limitada por el avance de las obras, pero se planteó en una zona cercana a las

zapatas 13 y 14 que hacen parte del grupo de zapatas combinadas que reciben las cargas más grandes de la estructura (ver figura 25).

Figura 25. Zona de obtención de muestras inalteradas.



Fuente: Esta investigación.

En el **anexo 6** se encuentran los datos, cálculos y resultados de los ensayos de corte directo, consolidación y compresión inconfiada desarrollados por la investigación. En base a los ensayos de laboratorio, en la **tabla 20** se presentan los parámetros obtenidos por la investigación a la profundidad de desplante.

Tabla 20. Parámetros geotécnicos obtenidos por la investigación a la profundidad de desplante.

PÁRÁMETROS GEOTÉCNICOS				
PROFUNDIDAD (m)		OBTENIDOS POR LA INVESTIGACIÓN		$\gamma_{natural}$
De:	Hasta:	ϕ' (°) promedio	c' (ton/m ²) promedio	(ton/m ³)
1,5	2	31,75	1,88	1,75
2	2,5			
2,5	3			

Fuente: Esta investigación.

3. EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA

3.1 Casos y criterios para el cálculo de capacidad de carga

La capacidad de carga del suelo de cimentación se calculó a partir de la teoría general de Meyerhof y las ecuaciones presentes en la **tabla 8**. Se realizaron los cálculos para 4 casos con diferentes parámetros geotécnicos (ϕ' y c') y a una profundidad de desplante de 2,5 metros, que fue la profundidad recomendada por el estudio de suelos para el proyecto, como se muestra en la **tabla 21**.

Tabla 21. Parámetros del suelo y de las cimentaciones para el análisis de capacidad de carga para cada caso de análisis.

Casos de análisis			Observaciones
Caso 1	ϕ' (°)	26,00	Parámetros geotécnicos del suelo a la profundidad de desplante, sugeridos por el estudio de suelos.
	c' (kN/m ²)	0,00	
Caso 2	ϕ' (°)	27,72	Parámetros geotécnicos mínimos obtenidos a partir de los ensayos de campo del estudio de suelos, a la profundidad de desplante, corregidos por la investigación.
	c' (kN/m ²)	0,00	
Caso 3	ϕ' (°)	31,75	Parámetros geotécnicos obtenidos por la investigación a partir de ensayos de laboratorio, con muestras de suelo de la profundidad de desplante.
	c' (kN/m ²)	18,80	
Caso 4	ϕ' (°)	31,57	Parámetros geotécnicos promedios obtenidos a partir de los ensayos de campo del estudio de suelos, a la profundidad de desplante, corregidos por la investigación.
	c' (kN/m ²)	0,00	
γ_{natural} (kN/m ³)		17,50	Valor constante para los 4 casos
Parámetros de las cimentaciones			
Profundidad de desplante D_f (m)		2,50	Valor constante para los 4 casos, distancia tomada a partir de la cota del piso terminado del sótano.
Lado B (m)		1,00	Valor constante para los 4 casos, tomado como el lado menor de la zapata
Lado L (m)		-	Valor variable para los 4 casos
Ángulo de inclinación de carga β (°)		0,00	Valor constante para los 4 casos

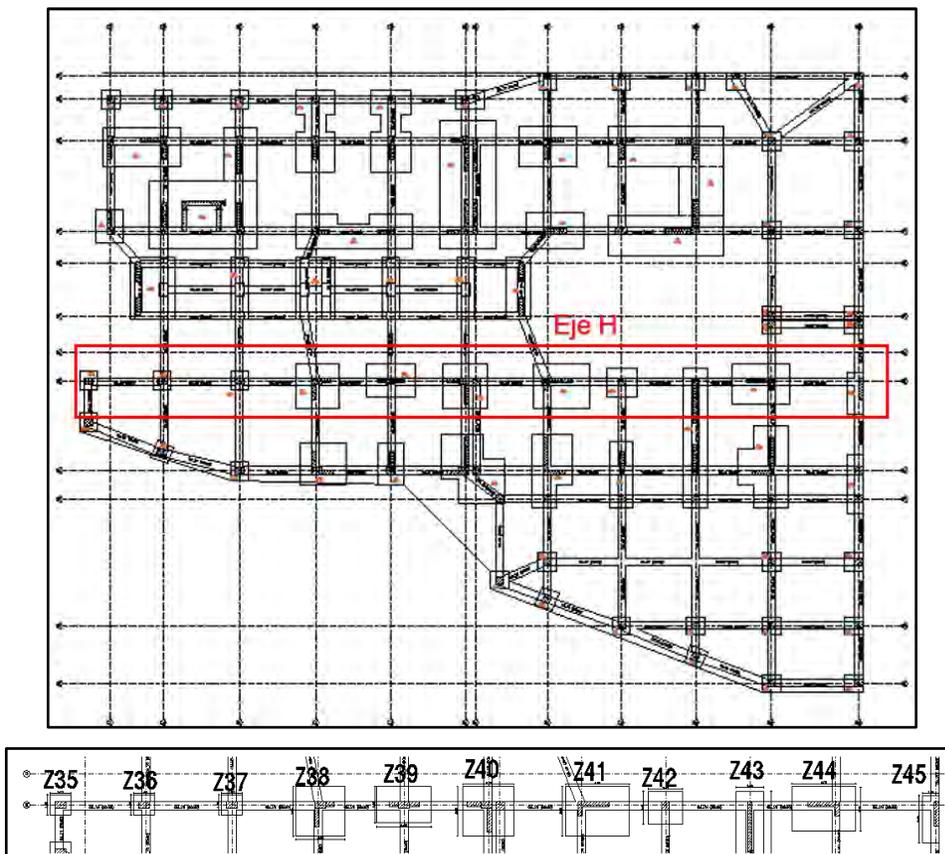
Fuente: Esta investigación.

4. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

4.1 Limitaciones y criterios para el cálculo de asentamientos

Para el análisis de asentamientos de las zapatas del proyecto, se seleccionó el eje H de la estructura de cimentación, que va desde la zapata 35 hasta la zapata 45 (ver figura 26), para cada zapata se consideró sus características geométricas y las cargas especificadas en las memorias de cálculo.

Figura 26. Eje de cimentaciones para análisis de asentamientos.



Fuente: Modificado por esta investigación de planos del proyecto.

Debido a las condiciones granulares del manto de fundación, se asume que los asentamientos totales de la matriz limosa con bolos de roca, estarán representados principalmente por asentamientos elásticos, al igual que se sugiere en el estudio de suelos del proyecto, sin embargo en la investigación se buscó estudiar además los asentamientos por consolidación primaria que podrían presentarse en la matriz fina limosa del conglomerado.

Se consideró un espesor de manto de suelo a deformarse para cada zapata en función del incremento de presión generado, despreciando los efectos sobre el suelo donde actuaba menos del 10% de incremento de presión obtenido con la solución de la doble integral de Newmark (1935), que se estudia en el marco teórico de esta investigación.

El efecto de superposición de bulbos de presión no se consideró en el cálculo de asentamientos con métodos analíticos.

La contribución de las vigas de cimentación a la reducción de asentamientos diferenciales no se consideró en el cálculo debido a la complejidad de su representación a partir de métodos analíticos.

4.2 Cálculo de asentamientos con métodos analíticos

4.2.1 Asentamiento Elástico.

Para el cálculo del asentamiento elástico se aplicaron las 2 metodologías presentes en la **tabla 14** del marco teórico, en la que se describen los parámetros necesarios, se tuvieron como principal referencia los resultados obtenidos con la metodología 2 que plantea una ecuación más completa.

Para ambas metodologías la principal incertidumbre la genera la cuantificación del módulo de elasticidad, que se determinó como muestra la **tabla 22** a continuación. El valor de coeficiente de Poisson se tomó como un valor constante de 0,35 de acuerdo a las **tablas 11 y 12** del marco teórico, para los dos métodos.

4.2.2 Asentamiento por consolidación primaria.

Una vez definida la presión de preconsolidación, los coeficientes de recompresión y compresión, con los datos del ensayo de consolidación, información presente en el **anexo 6**, se calculó para cada zapata el asentamiento producido por consolidación primaria utilizando la ecuación (a) de la **figura 17**. En el laboratorio, la ejecución de los ensayos de consolidación presentó gran dificultad debido a la presencia piedras en las muestras, lo que hizo que se descartaran varios ensayos

y se utilizara solamente uno como referencia. Para el cálculo, al igual que para el caso 2 de asentamientos elásticos, se consideró un manto de suelo a deformarse de espesor finito definido hasta la profundidad a la que llegaba un 10% del incremento de presión para cada zapata.

Tabla 22. Procedimiento para obtener el módulo de elasticidad necesario en el cálculo de asentamientos elásticos para cada método.

Método	Módulo de elasticidad
1	<p>Para definir la ecuación lineal de incremento del módulo de elasticidad con la profundidad, se obtienen los dos puntos a partir de correlaciones, así:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Primer punto: Promedio de los módulos de elasticidad, obtenidos a partir de correlaciones con el SPT, a 2 metros de profundidad, utilizando la ecuación (a) de la tabla 9. $E_{s1} = 13670 \text{ kPa}$. - Segundo punto: Módulo de elasticidad obtenido para un SPT de rechazo (100 golpes/pie) presente a partir de los 4 metros de profundidad, utilizando la ecuación (b) de la tabla 10. $E_{s2} = 65600 \text{ kPa}$. <p>Con los anteriores puntos se determinó la siguiente ecuación lineal:</p> $E_s(\text{KPa}) = E_o + 14035 * Z \quad (a)$ <p>Que representa la variación del módulo de elasticidad con la profundidad (Z).</p>
2	<p>Valor constante de 100 MPa, tal como lo asumió el estudio de suelos, contratado por el proyecto, para cualquier profundidad.</p>

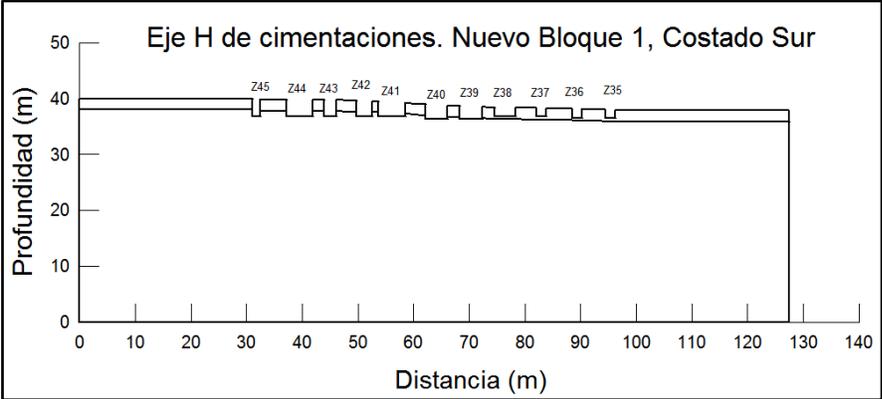
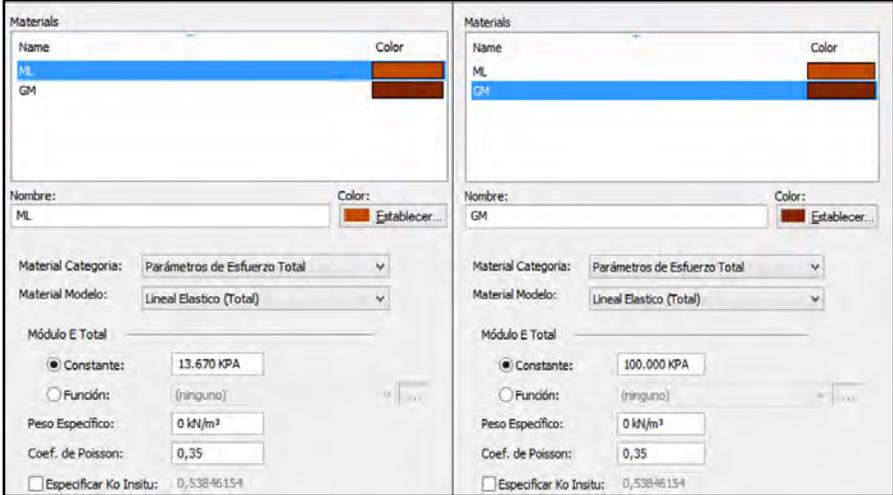
Fuente: Esta investigación.

4.3 Cálculo de asentamientos elásticos o instantáneos con programa de elementos finitos

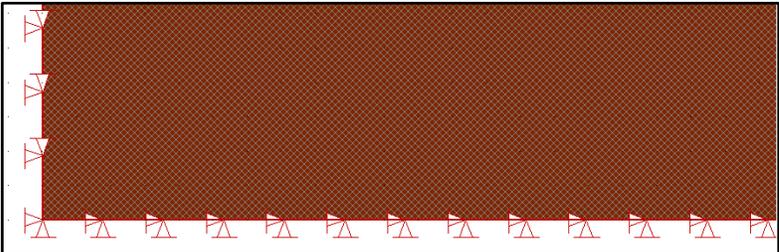
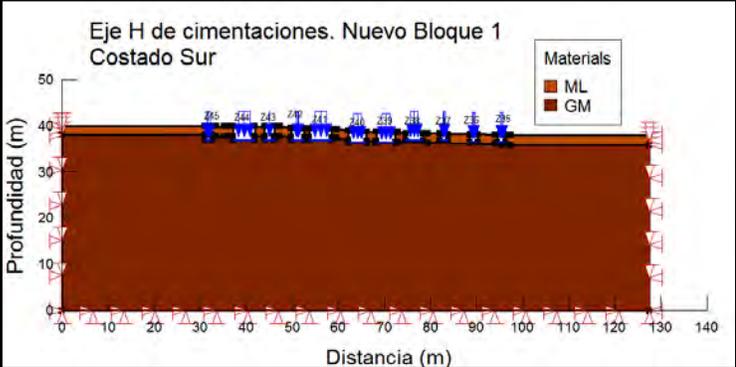
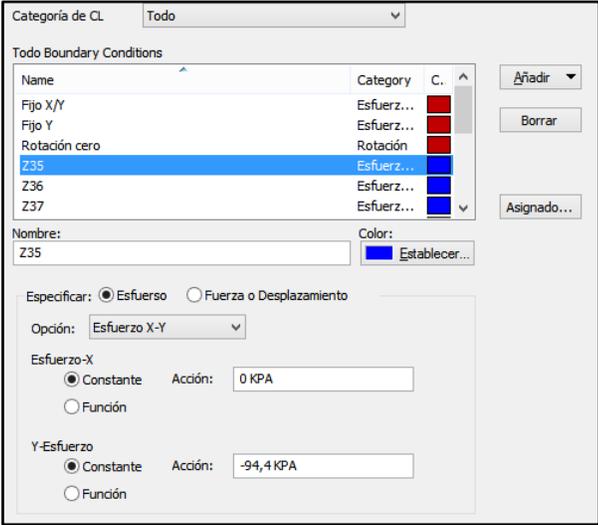
Con la ayuda del programa de elementos finitos GeoStudio (versión estudiantil), que permite estimar los asentamientos elásticos debidos a la aplicación de cargas, se creó un modelo bidimensional del eje H de las cimentaciones del proyecto, como se muestra en la **tabla 23**.

Tabla 23. Metodología aplicada para calcular los asentamientos elásticos con programa de elementos finitos.

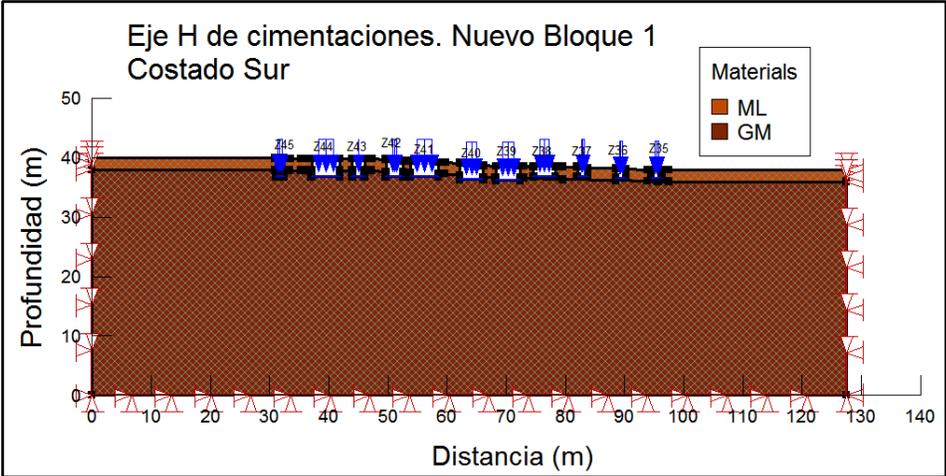
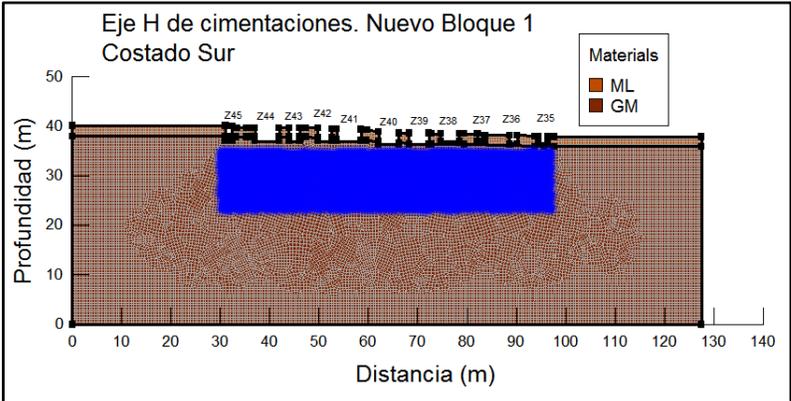
N°	Ítem	Descripción
----	------	-------------

1	Definición de la geometría del problema.	
2	Definición de los parámetros geotécnicos.	<p>El programa necesita básicamente de 2 parámetros para calcular las deformaciones elásticas producidas a diferentes intervalos de tiempo una vez aplicada la carga.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Módulo de elasticidad (E): Para el caso se tomó un valor constante de 13,67 MPa para los primeros 2 metros de profundidad y de 100 MPa a partir de los 2 metros. - Módulo de Poisson (u): se tomó un valor constante de 0,35 para todo el suelo en consideración. 

Continuación Tabla 23. Metodología aplicada para calcular los asentamientos elásticos con programa de elementos finitos.

3	Definición de restricciones	<p>Se establecen restricciones de desplazamiento en “x” y en “y” para el modelo bidimensional, en el que la tercera dimensión toma el valor de la unidad.</p> 
4	Definición de los esfuerzos para cada zapata.	<p>Se asignó el esfuerzo correspondiente a cada zapata de acuerdo a la cartera de cálculos estructurales de las cimentaciones.</p>  

Continuación Tabla 23. Metodología aplicada para calcular los asentamientos elásticos con programa de elementos finitos.

5	Refinamiento de la malla de elementos finitos para el análisis.	<p>Se modeló con una malla cuadrada con un tamaño global aproximado de 0,5 metros de lado para cada elemento.</p>  <p>Eje H de cimentaciones. Nuevo Bloque 1 Costado Sur</p> <p>Profundidad (m)</p> <p>Distancia (m)</p> <p>Materials ML GM</p>
6	Gestor de cálculo, gráfica de resultados.	<p>Una vez calculadas las deformaciones se establece las localizaciones pertinentes para determinar las deformaciones de la malla del suelo en los puntos seleccionados.</p>  <p>Eje H de cimentaciones. Nuevo Bloque 1 Costado Sur</p> <p>Profundidad (m)</p> <p>Distancia (m)</p> <p>Materials ML GM</p> <p>La gráfica de asentamientos elásticos obtenida se muestra más adelante.</p>

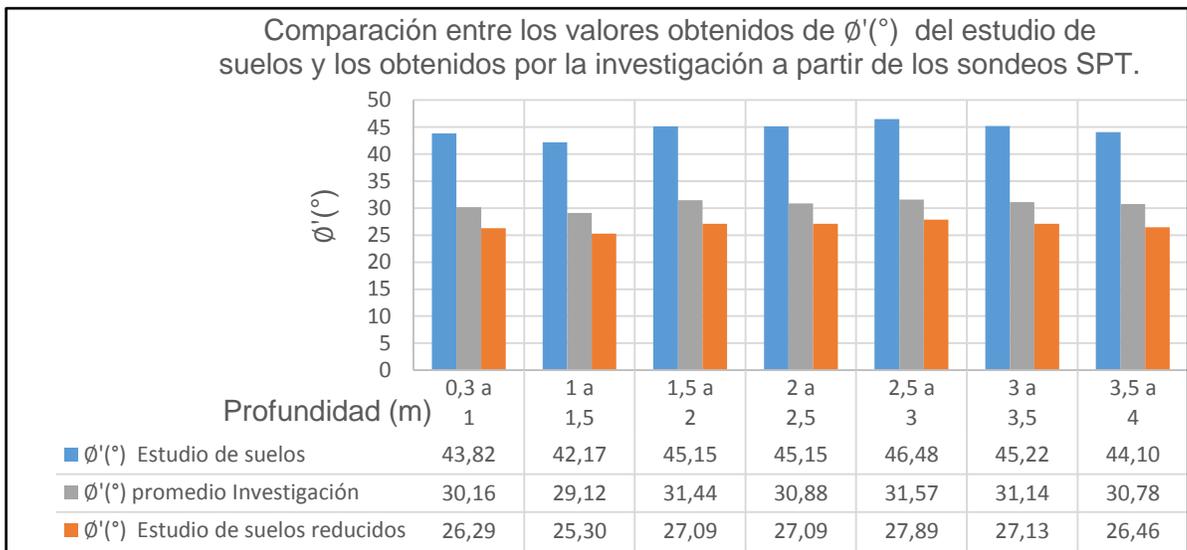
Fuente: Esta investigación.

5. RESULTADOS Y ANÁLISIS

5.1 Análisis de parámetros geotécnicos

Se presentó una gran variabilidad en el cálculo de ángulos de fricción interna efectivos a partir de correlaciones, con los mismos datos del ensayo de penetración estándar (SPT) del estudio de suelos. Las principales diferencias entre la metodología aplicada por la investigación y la metodología del estudio de suelos se encontraron en las correcciones del valor N_{campo} . Además cabe resaltar que el estudio de suelos castiga en exceso el SPT con un factor de reducción del 60%, que compensa los altos valores de ángulo de fricción equivalentes obtenidos inicialmente debido a la implementación inadecuada de una corrección por energía sugerida para equipos automáticos de penetración, generando finalmente una subestimación de las propiedades del suelo de cimentación. Los valores de ángulo de fricción sugeridos por el estudio de suelo para diferentes intervalos de profundidad hasta los 4 metros donde se presentó rechazo, son menores que los valores promedios obtenidos por esta investigación (ver figura 27).

Figura 27. Ángulos de fricción interna efectiva obtenidos a partir de los sondeos SPT realizados por el estudio de suelos.



Fuente: Esta investigación.

Considerando que los parámetros obtenidos por la investigación a la profundidad de desplante a partir de ensayos de laboratorio, representan una mayor precisión ya que se pueden estimar sin necesidad de correlaciones, la **tabla 24** muestra la variación de los valores obtenidos para el ángulo de fricción interna equivalente para los mismos datos de SPT, con la metodología del estudio de suelos y la de la investigación a dicha profundidad.

Tabla 24. Variabilidad de los ángulos de fricción interna obtenidos a partir de ensayos de campo, con respecto a ensayos de laboratorio a la profundidad de desplante.

METODOLOGÍA		$\phi'(^{\circ})$	% Error
Estudio de suelos		26,00	18,11
Investigación	Mínimo	27,72	12,70
	Promedio	31,57	0,55
Valor de referencia $\phi'(^{\circ})$ Laboratorio		31,75	

Fuente: Esta investigación.

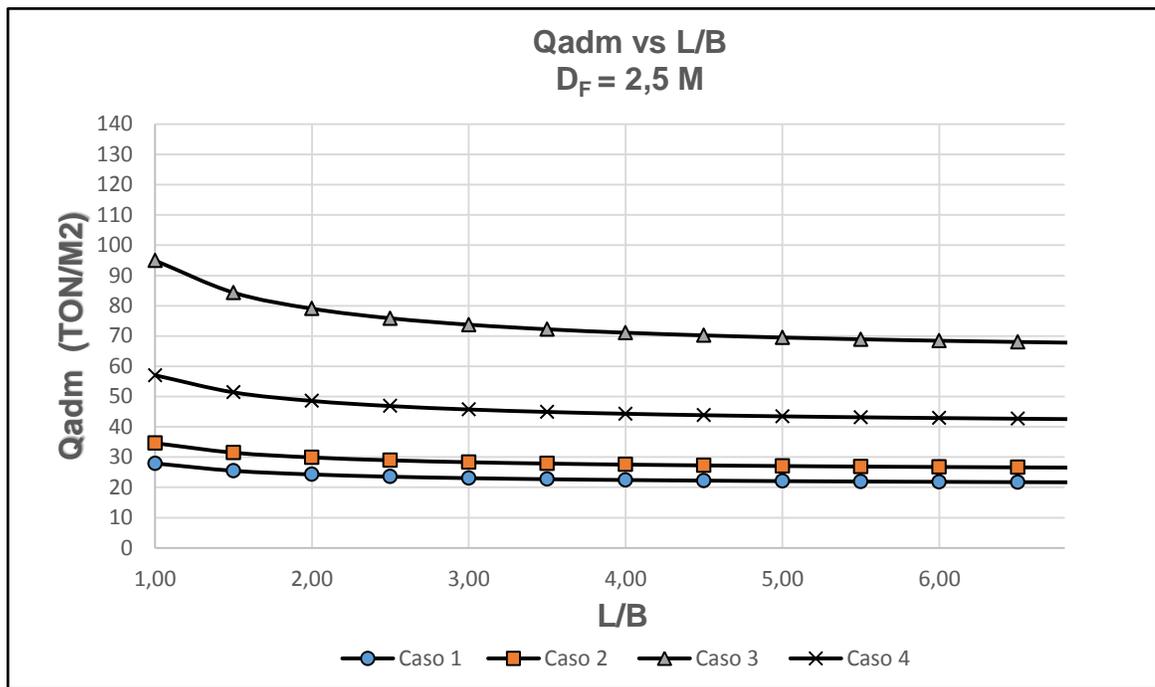
Se verificó que la metodología de corrección aplicada por la investigación, para calcular el ángulo de fricción promedio, presentó los resultados más cercanos con respecto al valor sugerido por los ensayos de laboratorio, mientras que para el caso del estudio de suelos se encontró la mayor variación respecto a dicho valor, siendo notablemente más bajo.

Hay que considerar además que generalmente los valores de cohesión asumidos cuando se practica un ensayo de penetración estándar son nulos, se desprecia este parámetro ya que el ensayo fue desarrollado para suelos granulares, específicamente para suelos arenosos donde este parámetro no es determinante en el comportamiento mecánico, mientras que en el procesamiento de los datos del laboratorio de corte directo, la envolvente de falla lineal sugirió valores de cohesión diferentes de cero.

5.2 Capacidad de carga

De acuerdo a los lineamientos establecidos en el desarrollo de la investigación, se obtuvieron los resultados de capacidad de carga admisible para los 4 casos de análisis, para diferentes relaciones L/B, con un ancho ($B = 1$ m) y con una profundidad de desplante ($D_f = 2,5$ m) constantes, como se muestra en la **figura 28**.

Figura 28. Resultados de capacidad de carga admisible para diferentes relaciones L/B.



Fuente: Esta investigación.

De lo anterior se identificó que para una zapata cuadrada de 1 metro de lado, el valor de capacidad de soporte obtenido en el caso 1, con los parámetros sugeridos por el estudio de suelos es el más bajo, inferior a las 30 ton/m², en el caso 2 que se analizó con los parámetros mínimos calculados por esta investigación a partir de los ensayos de campo del estudio de suelos, se obtuvo una capacidad portante de 34,61 ton/m², para el caso 4 en el que se trabajó con los valores promedio de ángulo de fricción obtenidos a partir de los ensayos de campo del estudio de suelos se estimó una capacidad portante de 57,05 ton/m² y para el caso 3 que considera los parámetros obtenidos de laboratorio ($c' \neq 0$ y ϕ') se calculó una capacidad de más de 90 ton/m².

Debido a que el cálculo de capacidad de carga depende de las dimensiones de la zapata, en la gráfica se puede observar que a medida que aumenta la longitud (L) de la zapata y aumenta la desproporción de sus dimensiones considerando el ancho (B) constante, la capacidad portante disminuye y finalmente tiende a mantenerse constante.

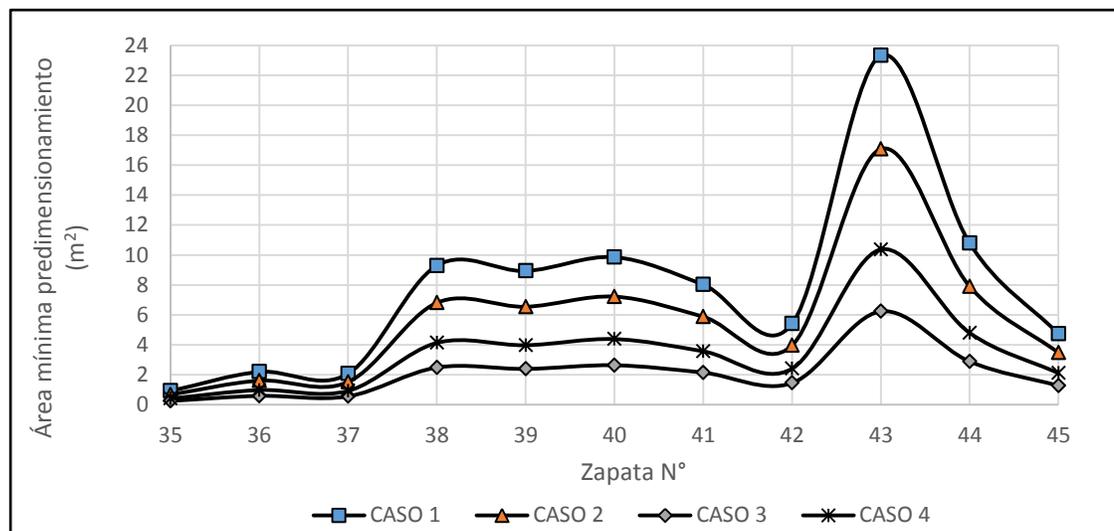
Dado que la capacidad portante recomendada por el estudio de suelos fue de 25,35 ton/m² y la capacidad portante mínima encontrada por la investigación fue de 34,61 ton/m², en el estudio de suelos se subestimó la capacidad de carga del

suelo de cimentación, problema que viene presentándose desde la corrección por energía de los valores N_{campo} obtenidos en los ensayos de SPT y la aplicación de un factor de reducción del 60% sobre los parámetros obtenidos, adicional al factor de seguridad especificado por la NSR-10 en la tabla H.4.7-1, dicho criterio puede acarrear un sobredimensionamiento de las zapatas, afectando la economía del proyecto.

La capacidad de carga admisible de más de 90 ton/m^2 , del caso 3, que se obtuvo con los parámetros de ensayos de corte directo, se debe al aporte de la cohesión obtenida con la envolvente de falla lineal de Mohr-Coulomb, ya que cuando la cohesión no es nula, se calcula la capacidad de carga con los 3 términos de la ecuación propuesta por Meyerhof y se obtienen capacidades de carga más grandes, si por el contrario, no se considerara el aporte de la cohesión bajo un criterio más conservador, dicha capacidad se reduciría a $58,44 \text{ ton/m}^2$, valor muy cercano a la capacidad sugerida en el caso 4 y que es el doble de la capacidad sugerida por el estudio de suelos.

En la **figura 29** se presenta una comparación de áreas mínimas sugeridas para un predimensionamiento de cimentaciones considerando los casos de capacidad de carga analizados y las cargas presentes en la memoria de cálculo para cada zapata del eje H de cimentación, desde la zapata 35 hasta la 45.

Figura 29. Área de contacto mínima requerida por zapata, para cada caso de capacidad de carga admisible.



Fuente: Esta investigación.

Tomando como referencia al caso 1, con la capacidad portante que fue sugerida por el estudio de suelos contratado por el proyecto, en los demás casos se

presenta una reducción del área de contacto necesaria en la fase de predimensionamiento de las cimentaciones, correspondiente a un 26% para el caso 2, un 55% para el caso 4 y un 73% para el caso 3.

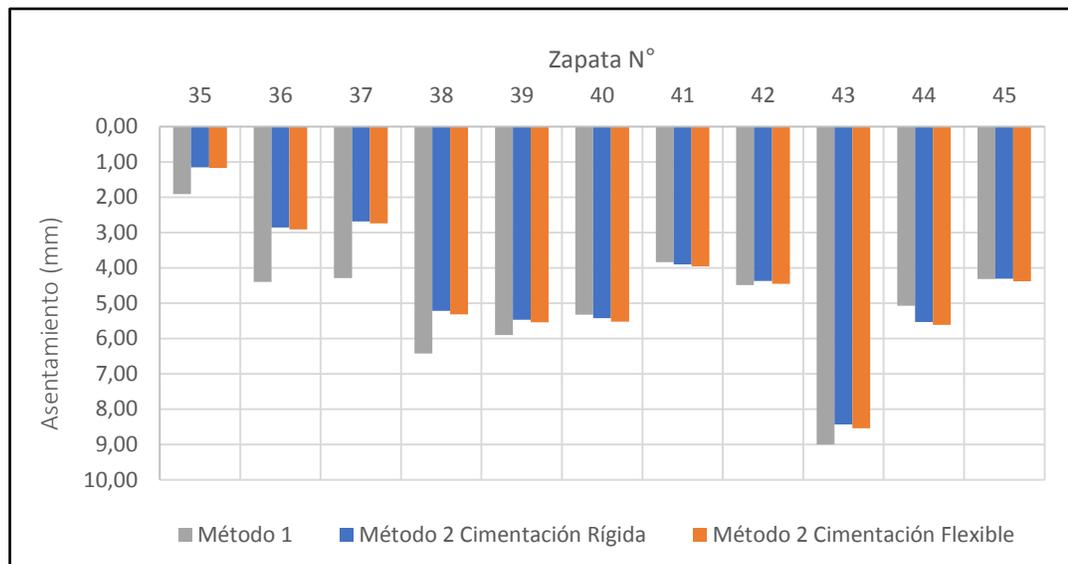
5.3 Asentamientos

Dadas las condiciones del suelo de cimentación del proyecto se estima que los asentamientos totales serán el resultado del efecto conjunto entre las deformaciones elástico-instantáneas y cierto porcentaje de deformación por consolidación primaria aportada por las características de la matriz fina parte del conglomerado.

5.3.1 Asentamientos elásticos.

Se calcularon los asentamientos elásticos aplicando los 2 métodos estudiados en el marco teórico de esta investigación (ver tabla 14), para el eje H de cimentaciones, los resultados se presentan comparativamente en la figura 30.

Figura 30. Cálculo de asentamientos elásticos con las 2 metodologías estudiadas, para las zapatas del eje H de cimentaciones.



Fuente: Esta investigación.

El método 1, de Mayne y Poulos permite considerar una mayor cantidad de variables como la variación del módulo de elasticidad del suelo, la rigidez de la zapata y la profundidad de empotramiento, en este caso una vez determinada una

función lineal que relacione el incremento del módulo de elasticidad del suelo con la profundidad, se obtuvieron mayores deformaciones a menores profundidades en comparación con el método 2 aplicado por el estudio de suelos, en el que se mantiene un valor constante de módulo de elasticidad de 100 MPa a cualquier profundidad. Este comportamiento fue predominante de las zapatas 35 a la 39, en las cuales la profundidad de desplante es menor, por lo tanto el módulo de elasticidad sugerido para esos casos por la metodología 1 es menor y se calculan mayores deformaciones.

La zapata 43 presenta deformaciones cercanas a 1 centímetro debido a que es la zapata que recibe una mayor carga de la estructura y es una zapata corrida y las dimensiones de la zapata son consideradas en el cálculo de asentamientos con las dos metodologías, siendo más relevantes en la metodología 1.

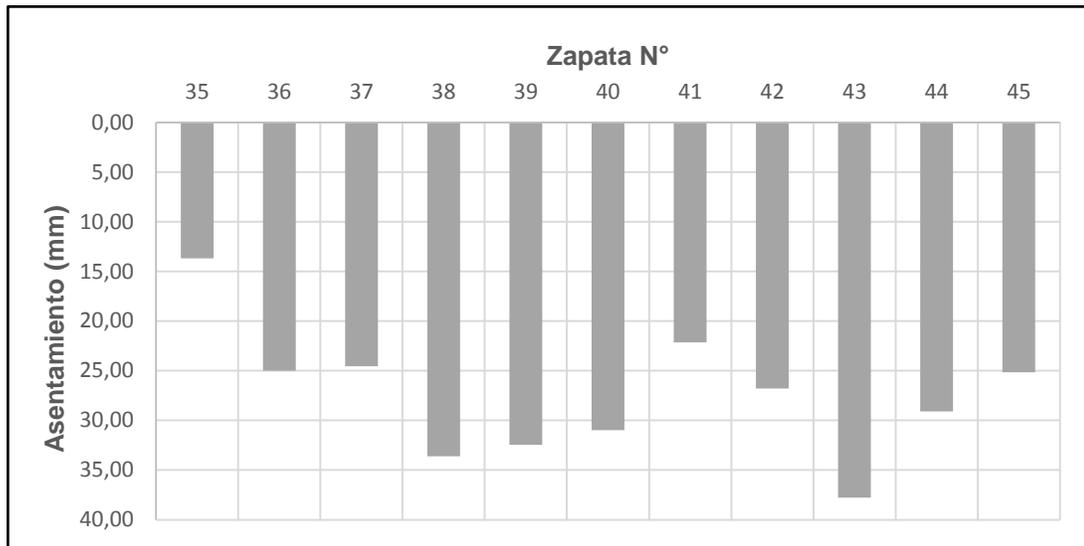
Como se pudo comprobar, la determinación del módulo de elasticidad genera la mayor incertidumbre respecto a los cálculos de asentamientos elásticos, el valor de 100 MPa sugerido por el estudio de suelos, es un valor que se encuentra dentro de los rangos propuestos por diversos autores para el material de análisis, sin embargo para un cálculo más detallado se puede verificar que en los 2 primeros metros de profundidad, donde se soportan algunas zapatas, la presencia de rocas no es tan significativa como a mayores profundidades y el módulo de elasticidad obtenido a partir de correlaciones con los sondeos de campo realizados por el estudio de suelos, es menor a dicho valor.

5.3.2 Asentamientos por consolidación primaria.

Se calcularon los asentamientos producidos para cada zapata por consolidación primaria, en la mitad de un manto de suelo de espesor finito, definido por la influencia de presión generada por las cargas aplicadas (**ver figura 31**).

Los asentamientos por consolidación obtenidos a partir de la metodología planteada en el marco teórico de esta investigación, son los máximos que se pueden presentar ya que se calculan para un periodo de tiempo infinito. Al igual que en el cálculo de asentamientos elásticos, se obtuvieron asentamientos más grandes en el caso de la zapata 43.

Figura 31. Cálculo de asentamientos por consolidación primaria de la matriz fina del suelo de cimentación.



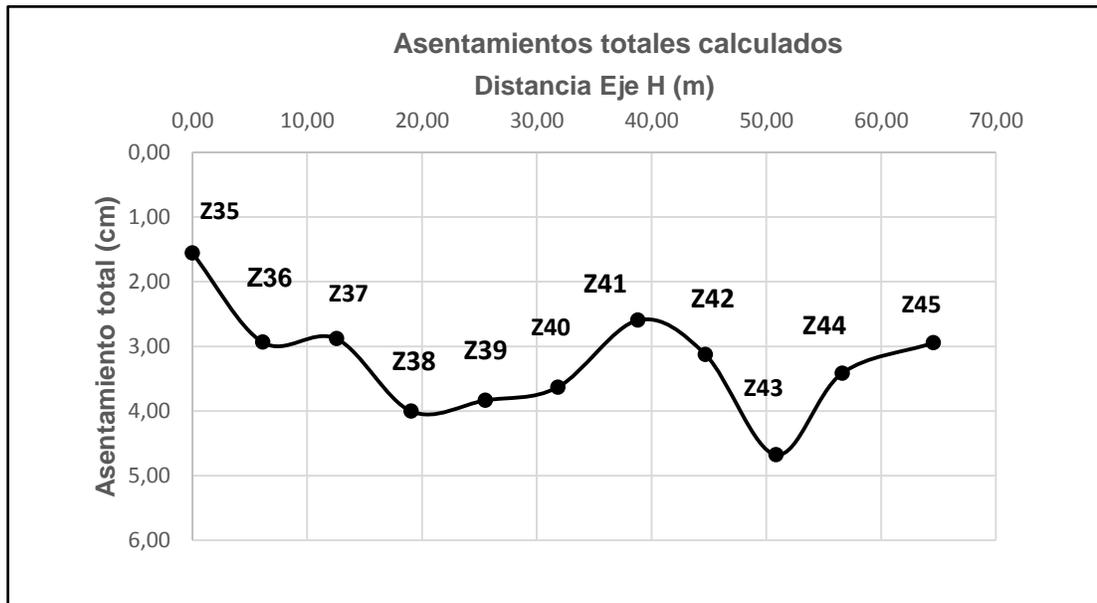
Fuente: Esta investigación.

La metodología desarrollada para calcular este tipo de asentamientos se enfoca específicamente en suelos finos y dadas las características del suelo de cimentación del proyecto, conformado por un conglomerado con bolos de roca, hay una gran probabilidad de que en realidad, solamente se presente un porcentaje del asentamiento especificado en estas condiciones, debido a la complejidad que conlleva la determinación de dicho porcentaje, la investigación considera el caso más crítico, representado por las deformaciones en el suelo fino, sin presencia de bolos de rocas.

5.3.3 Asentamientos totales, asentamientos diferenciales y giros.

Se graficaron los asentamientos totales producidos a lo largo del eje H, para cada una de las zapatas objeto de análisis (**ver figura 32**), considerando el caso más crítico en el que se presente un 100% de asentamientos por consolidación primaria, calculados en conjunto con los asentamientos elásticos.

Figura 32. Cálculo de asentamientos totales del eje H de cimentaciones del proyecto.



Fuente: Esta investigación.

El máximo asentamiento total calculado se presentó en la zapata 43 y es inferior a 5 centímetros, valor máximo sugerido por Sowers (1962), con el fin de prevenir daños en la estructura.

La norma colombiana presenta una menor restricción a los asentamientos totales, siempre que no se afecte la funcionalidad de las estructuras, ya que el problema se produce realmente cuando los asentamientos no son uniformes. La NSR-10 establece en el literal H.4.9.2 que el asentamiento máximo para construcciones entre medianeros se debe limitar a 15 centímetros siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas. Por lo tanto para las condiciones establecidas en la determinación de los asentamientos del eje H, todas las zapatas estarían cumpliendo el límite de asentamientos permisibles.

La **tabla 25** presenta un chequeo de los asentamientos diferenciales y de los giros calculados para el eje H, de acuerdo a los literales H.4.9.3 y H.4.9.4 de la NSR-10. Considerando de mayor importancia la presencia de asentamientos diferenciales excesivos ya generan esfuerzos adicionales a los elementos estructurales, que no se consideran en el diseño.

Tabla 25. Verificación de asentamientos diferenciales y giros de las zapatas del eje H, de acuerdo a la NSR-10.

Chequeo NSR-10			Asentamientos diferenciales			Distorsión angular (Giros)		
Desde ZAPATA	Hasta ZAPATA	L(m)	ΔS max (mm)	ΔS (mm)	¿Cumple?	Θ max	Θ	¿Cumple?
35	36	6,13	20,43	13,79	Si	0,025	0,0023	Si
36	37	6,43	21,43	0,54	Si	0,026	0,0001	Si
37	38	6,50	21,66	11,20	Si	0,026	0,0017	Si
38	39	6,45	21,51	1,68	Si	0,026	0,0003	Si
39	40	6,32	21,07	2,04	Si	0,025	0,0003	Si
40	41	6,97	23,22	10,34	Si	0,028	0,0015	Si
41	42	5,90	19,65	5,30	Si	0,024	0,0009	Si
42	43	6,16	20,53	15,50	Si	0,025	0,0025	Si
43	44	5,75	19,17	12,61	Si	0,023	0,0022	Si
44	45	7,95	26,49	4,70	Si	0,032	0,0006	Si

Fuente: Esta investigación.

Como se pudo comprobar para las zapatas del eje H, se cumplen las limitaciones tanto para asentamientos diferenciales y giros, esto sin considerar el efecto de las vigas de cimentación o vigas de amarre de las zapatas que contribuyen a la reducción de asentamientos diferenciales y permiten una distribución más uniforme de los esfuerzos.

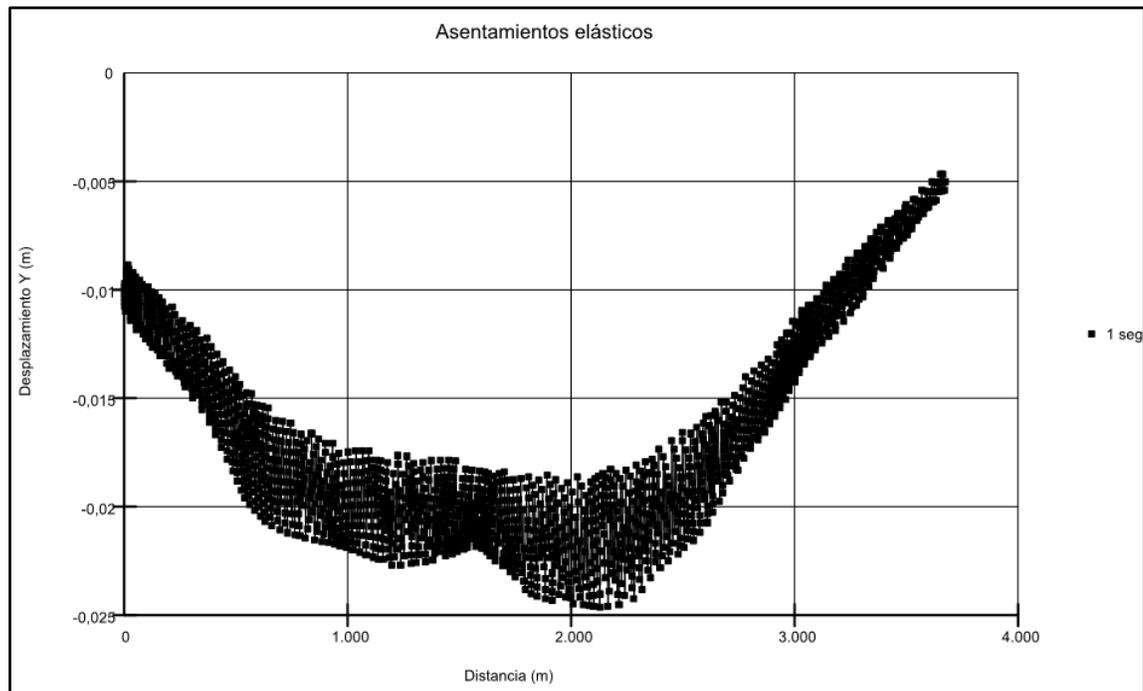
5.3.4 Asentamientos elásticos obtenidos con programa de elementos finitos.

Atendiendo a la metodología planteada anteriormente para el modelamiento del eje H de cimentaciones en el programa de elementos finitos, se determinaron los asentamientos elásticos producidos en base al módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson y el desplazamiento e interacción entre elementos que conforman la malla (**ver figura 33**).

Se estimaron los asentamientos instantáneos generados por efectos elásticos, obteniendo valores más altos que los calculados a partir de métodos analíticos pero que no superan los valores establecidos por la NSR-10 en el literal H.4.9.2 ni los máximos permisibles sugeridos por autores como: Sowers (5 cm) y

Crespo³³(3.5 cm). El asentamiento elástico máximo es aproximadamente de 2,5 cm, en una zona correspondiente a la zapata 43.

Figura 33. Asentamientos elásticos calculados para el eje H, con programa de elementos finitos.



Fuente: Esta investigación.

El incremento del valor de asentamientos elásticos calculados se debe principalmente a la posibilidad de considerar el efecto producido por la superposición de bulbos de presión de las zapatas vecinas, que representa una gran ventaja de la evaluación conjunta del grupo de zapatas y su interacción con el suelo, a partir del programa de elementos finitos. Mientras que en los métodos analíticos se considera un modelo aislado de análisis para cada zapata, en el programa de elementos finitos se pudo representar a todo el eje de cimentaciones y considerar la interacción entre las zapatas cercanas.

³³ CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. 5 ed. México D.F.: Limusa, 2004. 314 p. ISBN 968-18-6489-1.

6. CONCLUSIONES

El criterio del ingeniero geotécnico fue fundamental en la obtención de los parámetros geotécnicos y en la estimación de los estados límites de servicio de un suelo de cimentación.

La exploración geotécnica desarrollada por la empresa encargada del estudio de suelos justificó la no ejecución de ensayos de laboratorio de caracterización mecánica, especificando que las características netamente granulares del suelo de cimentación, sin embargo esta investigación pudo verificar que el material de fundación de las zapatas tiene cierta cohesión que permite la obtención de muestras para ensayos de caracterización mecánica en laboratorio.

La metodología desarrollada en esta investigación para calcular el ángulo de fricción interna a partir del ensayo de penetración estándar presentó una mayor proximidad a los valores sugeridos por los ensayos de laboratorio.

El análisis de asentamientos y capacidad de soporte del suelo del proyecto, conformado por bolos de roca embebidos en una matriz fina, tiene como limitación principal la ausencia de ensayos de caracterización mecánica de la matriz del suelo completa, ya que no se dispone de los equipos necesarios para evaluar una muestra representativa del conglomerado.

La metodología aplicada por el estudio de suelos para la corrección de los valores de campo obtenidos en el ensayo de penetración estándar, fue desarrollada para equipos automatizados de penetración que son capaces de transmitir una energía al tomamuestras superior a la energía de referencia del 60%, considerando que el equipo utilizado en la campaña de exploración fue un equipo manual convencional de polea y sogas, el estudio de suelos implementó una corrección por energía que aumenta la resistencia del material, efecto que fue atenuado aplicando un factor de reducción de 0,6 sin el respectivo soporte bibliográfico, hecho que finalmente conllevó a la subestimación los ángulos de fricción equivalentes calculados, con respecto a los ángulos efectivos promedios obtenidos en esta investigación.

Del ensayo de compresión inconfinaado realizado a una muestra de matriz fina se obtuvo un valor de resistencia máxima a la compresión cercano a 30 ton/m^2 , ya que este ensayo evalúa la capacidad de soporte de una muestra de suelo fino, sin confinamiento, se puede estimar que la capacidad de soporte mínima del suelo de cimentación debería ser recomendada cercana a este valor. En el ensayo se produjo una falla frágil, con fisuras paralelas a la dirección de aplicación de carga, típica en suelos de consistencia dura, lo que ya daba indicios de la calidad del material de

cimentación, inclusive siendo evaluado aisladamente, sin considerar el aporte de los bolos de roca a la resistencia del conglomerado.

El valor de capacidad portante sugerido por el estudio de suelos del proyecto subestima las propiedades del suelo de cimentación y sugiere áreas de contacto para las zapatas más grandes que las obtenidas por la investigación.

Para el caso 3 de capacidad de carga analizado en esta investigación, cuyos parámetros se obtuvieron con ensayos de corte directo, se pudo corroborar la gran influencia que tiene la cohesión, estimada con la envolvente de falla lineal, en el cálculo de capacidad de soporte, ya que en uno de los términos de la ecuación general de capacidad de carga de Meyerhof este parámetro es expresado como un factor, asumirlo nulo es prescindir del aporte de todo el término y considerar solamente el aporte a la resistencia de los otros dos términos, como se hace habitualmente cuando se evalúa la resistencia del suelo a partir del ensayo de penetración estándar.

Cuantificar la rigidez del suelo es uno de los trabajos que más genera incertidumbre cuando se pretende evaluar los asentamientos por efectos elásticos, en suelos finos la obtención del módulo de elasticidad con ensayos triaxiales podría aumentar la precisión en este cálculo, pero cuando se tiene suelos tipo conglomerado, conformados por una matriz fina y rocas, las correlaciones y referencias utilizadas pueden ser inadecuadas para un caso de estudio en específico y por lo tanto, ensayos de campo como el de placa de carga es fundamental para caracterizar mecánicamente un manto de suelo con estas condiciones.

Dadas las condiciones del granulares predominantes en el suelo de cimentación, se puede inferir que los asentamientos a producirse serán principalmente elásticos y que podrían presentarse asentamientos por consolidación primaria pero en una menor proporción. Para los asentamientos elásticos calculados a partir de métodos analíticos los valores obtenidos para todas las zapatas, del eje H de la parrilla de cimentación, son menores que los máximos recomendados por Sowers (1962) y Crespo (2004) para estructuras de concreto armado.

Los resultados obtenidos con la metodología 1 de Mayne y Poulos fueron diferentes a los obtenidos con la metodología 2 de Gifford debido principalmente a la estimación del módulo de elasticidad de cada metodología, mientras que en la metodología 1 se asumió variable, en la metodología 2 se mantuvo constante, la metodología 1 permitió, adicionalmente, considerar el efecto de la profundidad de empotramiento y la rigidez de la cimentación.

Los asentamientos totales calculados para el caso de que se presente la totalidad de asentamientos estimados por consolidación primaria de la matriz fina del conglomerado en conjunto con los asentamientos elásticos, no sobrepasaron los valores límite establecidos por la NSR-10.

Los asentamientos diferenciales y los giros calculados para las zapatas del eje H de cimentaciones cumplieron con las especificaciones de la NSR-10. Y serían menores si se hubiera considerado el aporte de las vigas de cimentación a la distribución más uniforme de los esfuerzos de la estructura.

Los asentamientos elásticos obtenidos con el programa de elementos finitos fueron superiores a los estimados con métodos analíticos, debido a que el programa considera la superposición de los bulbos de presión entre zapatas vecinas, mientras que en modelo simplificado estudiado con métodos analíticos se considera cada zapata como elemento estructural aislado.

Para el cálculo de asentamientos, los métodos numéricos fueron una buena alternativa que respaldada por el desarrollo informático permitieron involucrar diferentes variables de un problema y obtener como resultado del análisis un número, de una manera más práctica y sencilla que aplicando métodos analíticos que requieren un modelo más simplificado del problema.

7. RECOMENDACIONES

Para futuros proyectos de construcción en la Universidad de Nariño, se recomienda realizar un estudio preliminar de recolección de información para determinar adecuadamente las técnicas y métodos a emplearse en la fase de exploración geotécnica. Además se recomienda realizar ensayos de laboratorio para la caracterización mecánica del suelo de cimentación y ensayos de placa de carga, debido a su mayor precisión y confiabilidad en la cuantificación de la rigidez del suelo.

En la fase de exploración geotécnica, se recomienda realizar calicatas que permitan complementar la información del perfil estratigráfico, lo cual es factible cuando las profundidades de desplante no son muy grandes, como en el caso del proyecto objeto de estudio en esta investigación.

En la corrección de los valores N_{campo} del ensayo de penetración estándar se recomienda aplicar la metodología planteada por esta investigación, ya que sugiere valores de ángulo de fricción interna promedio muy cercanos a los obtenidos a partir de ensayos de corte directo.

La presente investigación pretende ser un antecedente a futuros trabajos de análisis geotécnico que se enfoquen en el análisis de capacidad de carga y asentamientos, investigaciones posteriores pueden complementar y validar los asentamientos teóricos calculados, con asentamientos medidos directamente en la estructura del proyecto.

Con la información disponible en la investigación, sobre la capacidad de carga del suelo del proyecto, se puede realizar un análisis de costos del proyecto para cada caso planteado.

Para los estratos de suelo en los que se presente rechazo del ensayo de penetración estándar, considerando la importancia del proyecto, la caracterización mecánica puede ser complementada con técnicas más avanzadas de exploración geotécnica, como la prospección geofísica.

Para suelos tipo conglomerado, en los cuales presenta gran dificultad la ejecución de ensayos de laboratorio sobre muestras representativas (requieren equipos triaxiales gigantes) y que además son escasamente tratados en la literatura, que se enfoca más bien en los componentes finos y gruesos por separado, lo más recomendable para evaluar la relación esfuerzo-deformación es crear modelos constitutivos computacionales con base en información de laboratorio recolectada de los materiales que conforman el conglomerado por separado, además de otros aspectos como la fracción en volumen de sus componentes.

BIBLIOGRAFÍA

BARKER, R.M. et al. Manuals for the design of bridge foundations: shallow foundations, driven piles, retaining walls and abutments, drilled shafts, estimating tolerable movements, and load factor design specifications and commentary. Washigton D.C.: Transportation Research Board. AASHTO, 1991. Sección 10, 1-123 p.

BOWLES, Joseph E. Foundation Analysis and Design. Singapore: McGraw-Hill Book Co, 1997. ISBN 0-07-118844-4.

BRAJA M., Das. Fundamentos de Ingeniería geotécnica. México, D.F.: Thomson Learning, 2001. 1 p. ISBN 970-586-061-4.

BRAJA M., Das y NAGARATNAM, Sivakugan. Settlements of shallow foundations on granular soil, an overview. En: International Journal of Geotechnical Engineering. 2007. 1:1, p. 19-29.

BURLAND, J.B. Settlement of buidings and associated damage. En: Proceedings. Conference on the Settlement of Structures, Cambridge. Abril, 1974. p. 611-654.

CÁRDENAS, Diana. Análisis numérico de la interacción de estructuras subterráneas en suelos blandos en proceso de consolidación, estudio del caso: planta de bombeo, Casa Colorada. Brasilia D.F.: Universidad de Brasilia. Facultad de tecnología. Departamento de Ingeniería civil y Ambiental, 2017. 117 p.

CARMONA, July y RUGE, Juan. Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivo para suelos del piedemonte oriental de Bogotá usando ensayos in situ. En: Tecno Lógicas. 2015. vol. 18, no. 35, p. 93-104.

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES. Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Título H. Bogotá D.C., 2010. p. H-15-19.

CORAL, Hugo. Geotecnia I. San Juan de Pasto.: Universidad de Nariño, 2006. p. 2-3.

CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. 5 ed. México D.F.: Limusa, 2004. 314 p. ISBN 968-18-6489-1.

GONZÁLEZ, Álvaro J. Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT. En: X Jornadas geotécnicas de la ingeniería colombiana, 1999. 4 p.

GONZÁLEZ, Álvaro J. Cálculo simplificado de capacidad portante de cimientos superficiales en ladera. Bogotá D.C. En: III Encuentro de ingenieros de suelos y estructuras, 2003.

GUEVARA VILLOTA, Ruby y VALLEJO PORTILLA, Hugo. Construcción y calibración de un penetrómetro dinámico liviano de punta cónica (DPL) para el laboratorio de suelos de ingeniería civil. Trabajo de grado Ingeniería civil. San Juan de Pasto: Universidad de Nariño. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería civil. 2010. 148 p.

HARVEY, J.C. Geología para ingenieros geotécnicos. México D.F.: Editorial Limusa, S. A. ,1987. 5 p. ISBN 968-18-2429-6.

LÁZARO, Albert y FERNÁNDEZ, Tadeo. Medida de la energía del ensayo SPT, correcciones a aplicar. En: Geotecnia. 2011. p. 52-54.

LUTENEGGER, Alan y DEGROOT, Don. Settlement of shallow foundations on granular soil, final report. Massachusetts. University of Massachusetts. Transportation center college of engineering.1995. 42 p.

MAYNE, Paul y POULOS, Harry. Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 1999. p. 453-460.

MONTENEGRO, Luis. Calibración del método de parámetros de resistencia con SPT (Ensayo de penetración estándar) en suelos de la región llanera Colombiana. Trabajo final de Maestría Geotecnia. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia. Facultad de Ingeniería, 2014. 92 p.

POLIOTTI, Mauro y SIERRA, Pablo. Consolidación unidimensional del suelo. Universidad Nacional de Rosario, Argentina, Escuela de Ingeniería civil (en línea), (revisado 9 de Abril de 2018), 4 p.

ROSALES, Carlos. Caracterización dinámica de suelos en la Universidad de Nariño. San Juan de Pasto, 2013. 28 p.

SUÁREZ DIAZ, Jaime. Deslizamientos: Análisis Geotécnico. Bucaramanga.: Ingeniería de Suelos Ltda., Publicaciones UIS, 1998. 76 p.

TERZAGHI, Karl. Theoretical soil mechanics. 2 ed. Nueva York.: John Wiley & Sons, Ltd, 1944, 1 p.

TERZAGHI, Karl; PECK, Ralph y GHOLAMREZA, Mesri. Soil Mechanics in Engineering Practice. 3 ed. Nueva York.: John Wiley & Sons, Ltd, 1996. 386 p.

TOMÁS JOVER, Roberto, et al. Diseño de un modelo geológico-geotécnico 3D de la vega baja del río Segura (Alicante, España). En: CONGRESO INTERNACIONAL DE INGENIERÍA GRÁFICA (16°, 2004, Zaragoza y Huesca). Memorias del XVI Congreso Internacional de Ingeniería Gráfica. Zaragoza: Ingegraf, 2004. ISBN 84-95475-39-1.

ZAPATA, Gabriel. Estudio del comportamiento de las estaciones metro viarias subterráneas excavadas, utilizando el método de excavación secuencial. Tesis de Doctorado en Geotecnia. Brasilia D.F.: Universidad de Brasilia. Facultad de tecnología. Departamento de Ingeniería civil y Ambiental, 2016. 220 p.

ANEXOS

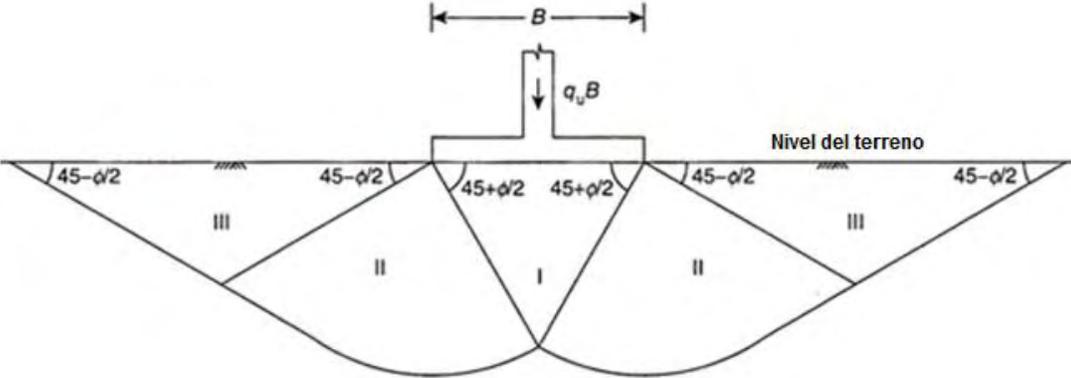
Anexo 1. Principales teorías de capacidad de carga.

En la siguiente tabla se resumen las principales teorías, con excepción de la teoría de Meyerhof (1963) que se describe en el marco teórico de esta investigación.

Principales teorías de capacidad de carga última de los suelos.

Autor	Año	Ecuación	Observaciones
Rankine	1885	$q_u = \gamma * D_f * \left(\frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \right)^2 \quad (a)$ <p>Donde γ = Peso específico del suelo. D_f = Profundidad de desplante. ϕ = Angulo de fricción interna.</p>	Rankine intentó determinar la capacidad última de carga considerando el equilibrio de dos elementos de suelo, el que se encuentra bajo la cimentación y el que se encuentra en el contorno, adyacente al primer elemento. En su ecuación se aplica el empuje pasivo del suelo.
		Superficie de falla en la teoría de Rankine.	
<p style="text-align: right;"> $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ $\alpha' = 45^\circ - \phi/2$ </p> <p style="text-align: center;">$H = b \tan \alpha$</p>			

Principales teorías de capacidad de carga última de los suelos. Continuación.

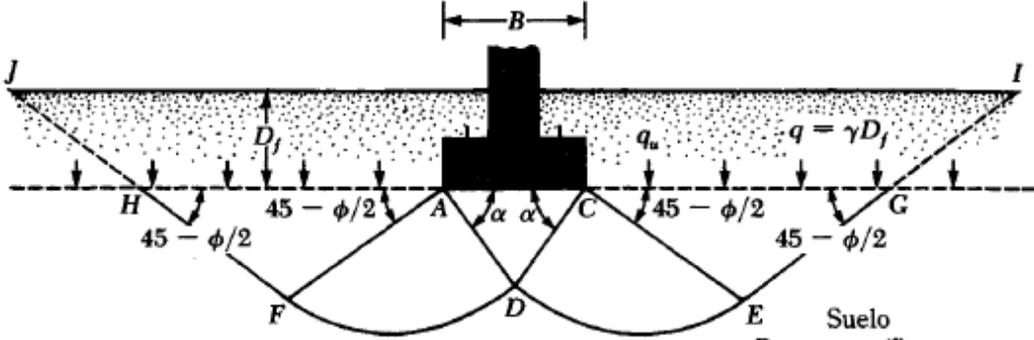
Autor	Año	Ecuación	Observaciones
Prandtl	1920	$q_u = \frac{c}{\tan\phi} \left[\left\{ \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan\phi} \right\} - 1 \right] \quad (b)$ <p>Donde ϕ = Angulo de fricción interna. c = Cohesión.</p> <p>Para suelos totalmente cohesivos, la fórmula planteada es la siguiente:</p> $q_u = (\pi + 2) * c_u \quad (c)$ <p>Donde c_u = Cohesión sin drenar.</p>	Prandtl propuso su teoría basada en su estudio de penetración. Consideró una cimentación sobre un suelo suave que se hunde verticalmente y planteó las 3 zonas de falla que luego tomó como base Terzaghi para la formulación de su teoría. Demostró que cuando la cimentación se hunde se crea una zona 1 en forma de cuña debajo de la zapata que empuja a la zona 2 en la dirección lateral que a su vez empuja a la zona 3 hacia arriba. Tanto las zonas 2 como la zona 3 están en equilibrio plástico.
Superficie de falla en la teoría de Prandtl.			
 <p>El diagrama ilustra la configuración de las superficies de falla en la teoría de Prandtl para una zapata de ancho B sometida a una carga unitaria q_u. Se muestran tres zonas de falla: la Zona I es una cuña central con ángulos de $45 + \phi/2$; las Zonas II son zonas laterales con ángulos de $45 - \phi/2$; y las Zonas III son zonas exteriores con ángulos de $45 - \phi/2$. El nivel del terreno está etiquetado como "Nivel del terreno".</p>			

Principales teorías de capacidad de carga última de los suelos. Continuación.

Autor	Año	Ecuación	Observaciones
-------	-----	----------	---------------

Terzaghi	1943	$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (d)$ <p>Donde</p> <p>c' = Cohesión efectiva del suelo.</p> <p>$q = \gamma \cdot D_f$</p> <p>γ = Peso específico del suelo.</p> <p>B = Dimensión menor de la zapata.</p> <p>N_c, N_q y N_γ = factores de capacidad</p> $N_c = \cot\phi'(N_q - 1) \quad (e)$ $N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)\tan\phi'}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)} \quad (f)$ $N_\gamma = \frac{1}{2}\left(\frac{kp}{\cos^2\phi'} - 1\right)\tan\phi' \quad (g)$ <p>de carga, adimensionales.</p> <p>Donde Kp = Coeficiente de presión pasiva</p> $Kp = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (h)$	<p>Terzaghi propuso la teoría de capacidad última de carga para, zapatas continuas, en las cuales el radio largo/ancho es superior a 10. A diferencia de Prandtl, Terzaghi asumió un suelo de cimentación rígido de modo que la masa de suelo en forma de hunde verticalmente hacia abajo. Considero el efecto del suelo hasta la profundidad de desplante, limitando su teoría a cimentaciones superficiales.</p> <p>En la figura 36 la zona de falla se puede dividir en 3 partes:</p> <ol style="list-style-type: none"> La zona triangular ACD, que está ubicada bajo la cimentación. De esta zona depende en gran medida la magnitud de los asentamientos. Las zonas de cortante radial ADF y CDE, que tienen como arcos de una espiral logarítmica a las curvas DE y DF. Las zonas FHA y CEG. De estas zonas depende en gran medida la capacidad de soporte, ya que son las que se oponen a los empujes de ADF y CDE como reacción a la presión externa.
----------	------	---	--

Principales teorías de capacidad de carga última de los suelos. Continuación.

Autor	Año	Consideraciones
Terzaghi	1943	<p>Para estimar la capacidad de carga en cimentaciones cuadradas se utiliza la siguiente ecuación:</p> $q_u = 1,3c'N_c + qN_q + 0,4\gamma BN_\gamma \quad (i)$ <p>Para cimentaciones circulares, se utiliza la siguiente ecuación:</p> $q_u = 1,3c'N_c + qN_q + 0,3\gamma BN_\gamma \quad (j)$ <p>Adicionalmente se realizaron modificaciones para la ecuación de Terzaghi atendiendo a casos como la falla por cortante local, así como la presencia del nivel freático, dichas ecuaciones se pueden consultar en el capítulo 3, de la séptima edición del libro de Braja M. Das.</p>
Superficie de falla en la teoría de Terzaghi.		
 <p style="text-align: right;">Suelo Peso específico = γ Cohesión = c Ángulo de fricción = ϕ</p>		

Principales teorías de capacidad de carga última de los suelos. Continuación.

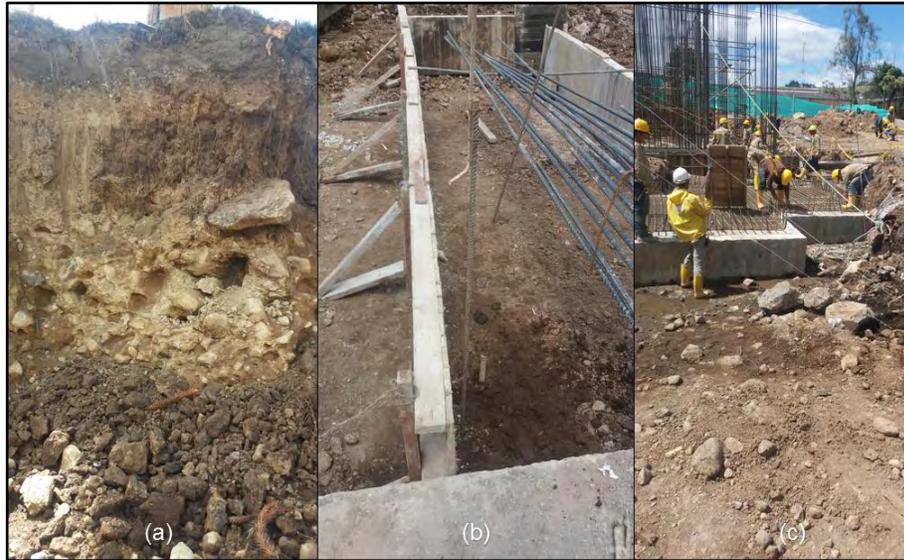
Autor	Año	Ecuación	Observaciones
-------	-----	----------	---------------

Skempton	1951	<p>La capacidad última de carga para suelos cohesivos saturados sin drenar según la teoría de Skempton está dada por:</p> $q_u = C_u * N_c \quad (k)$ <p>Donde</p> <p>C_u = Cohesión sin drenar</p> <p>N_c = Factor de capacidad de carga que para Skempton se obtiene con las siguientes ecuaciones:</p> <p>Para zapatas corridas</p> $N_c = 5 \left(1 + \frac{0,2D_f}{B} \right) \leq 7,5 \quad (l)$ <p>Para zapatas cuadradas y circulares</p> $N_c = 6 \left(1 + \frac{0,2D_f}{B} \right) \leq 9 \quad (m)$ <p>Para zapatas rectangulares. Si $D_f/B \leq 2,5$</p> $N_c = 5 \left(1 + \frac{0,2D_f}{B} \right) \left(1 + \frac{0,2B}{L} \right) \leq 7,5 \quad (n)$ <p>Si $D_f/B > 2,5$</p> $N_c = 7,5 \left(1 + \frac{0,2B}{B} \right) \quad (ñ)$ <p>Donde</p> <p>B = Menor dimensión de la zapata</p> <p>L = Mayor dimensión de la zapata</p> <p>D_f = Profundidad de desplante.</p>	<p>Para suelos saturados Skempton demostró que el factor de capacidad de carga N_c aumenta con el incremento de la relación D_f/B.</p> <p>El valor de N_c de Skempton a diferencia del de Terzaghi que solamente es aplicable a cimentaciones superficiales con una relación $D_f/B \leq 1$, se puede aplicar para todas las relaciones D_f/B.</p>
----------	------	---	---

Fuente: Esta investigación.

Anexo 2. Registro fotográfico de la campaña de exploración.

Visita de campo.



Fuente: Esta investigación. (a) Verificación de perfil estratigráfico. (b) Formaletas para concreto ciclópeo base de algunas zapatas. (c) Armado del refuerzo de zapatas.

Verificación de perfil estratigráfico.



Fuente: Esta investigación. (a) Medición de bolos de roca. (b) Verificación de perfil estratigráfico hasta la profundidad de desplante.

Recolección de muestras.



Fuente: Esta investigación. (a y b) Recolección de muestras inalteradas. (c) Registro de muestras.

Verificación de profundidades de desplante y espesor de concreto ciclópeo base de algunas zapatas del eje H.



Fuente: Esta investigación.

Anexo 3. Ensayos de campo realizados por estudiantes.

Se realizaron dos ensayos de penetración estándar, con el equipo SPT de la Universidad de Nariño. Los sondeos llegaron hasta una profundidad de 2,2

metros, ya que la presencia de bolos de roca impidió la ejecución del ensayo, sin rotación, a mayor profundidad. En la siguiente tabla, se presenta los valores de SPT encontrados hasta la profundidad especificada anteriormente.

Sondeos 1 y 2 realizados por estudiantes.

SONDEO 1				
PROFUNDIDAD			CLASIFICACIÓN S.U.C.S	N campo
(m)				
De:	Hasta:			
0	0,3		PT	0
0,3	1,2		Material de relleno	0
1,2	1,35		ML	4
1,35	1,8			16
1,8	2,2			30
SONDEO 2				
PROFUNDIDAD			CLASIFICACIÓN S.U.C.S	N campo
(m)				
De:	Hasta:			
0	0,3		PT	0
0,3	1,2		Material de relleno	0
1,2	1,35		ML	5
1,35	1,8			22
1,8	2,2			49

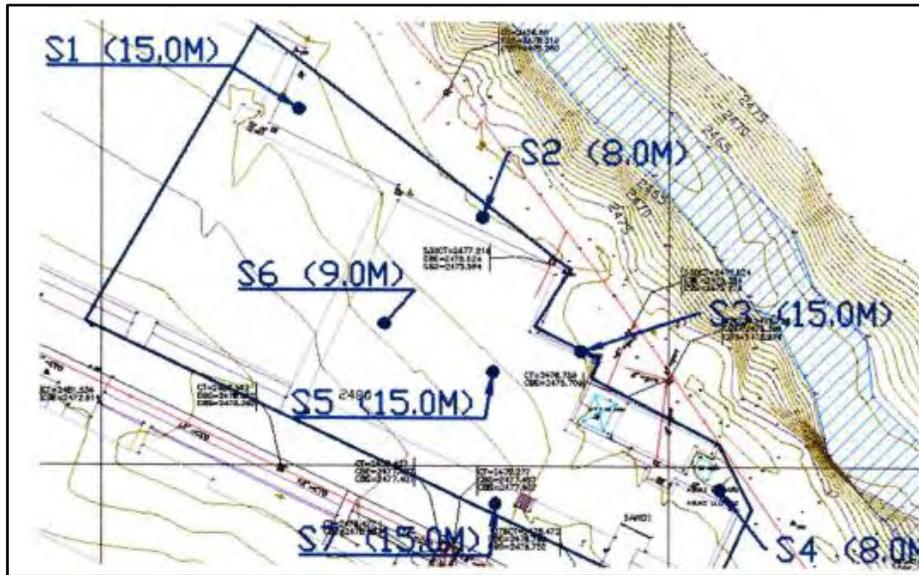
Fuente: Esta investigación.

Anexo 4. Ensayos realizados por la empresa encargada del estudio de suelos.

a) Ensayos de Campo

El estudio de suelos del proyecto realizó 7 sondeos (SPT) en lugares cercanos a la zona del proyecto, los sondeos se hicieron cuando todavía existían las instalaciones del antiguo Bloque 1, este aspecto limitó su ubicación.

Sondeos realizados por el estudio de suelos para el Nuevo Bloque 1 Costado Sur.



Fuente: Estudio de suelos.

En la siguiente tabla se presenta una revisión de las especificaciones presentes en la NSR-10 relacionadas con el número mínimo de sondeos y su profundidad mínima. Como el proyecto consiste en dos unidades de construcción, el número mínimo de sondeos establecidos por la norma serían ocho (8), sin embargo este valor se puede reducir por el literal H.3.2.6 por el efecto de repetición que para el caso permitiría hacer 6 sondeos, como se hacen 7 se cumple el número mínimo especificado. En cuanto a la profundidad, en el literal H.3.2.5 se especifica que la profundidad mínima de los sondeos es 15 metros para por lo menos la mitad de los sondeos realizados, especificación que también se cumple. Todos los sondeos realizados presentan rechazo a partir de los 4 metros, profundidad a partir de la cual se asume un valor de N de 100 golpes/pie.

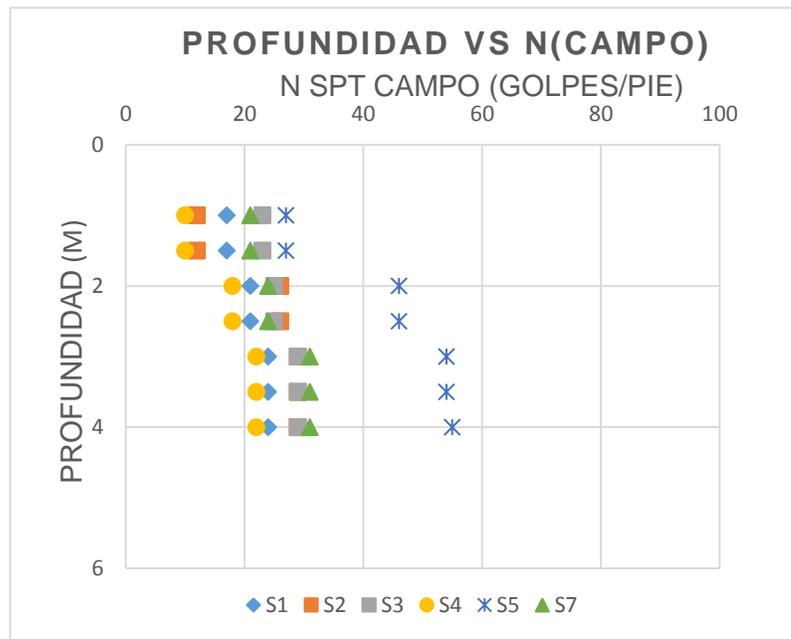
Número mínimo de sondeos y profundidad mínima especificada por la NSR-10 para el proyecto analizado.

ÍTEM	LITERAL NSR-10	ESPECIFICACIÓN	MODIFICACIONES LITERAL NSR-10
------	----------------	----------------	-------------------------------

Categoría Unidades de construcción	H.3.1-1	Media	-
Número mínimo de sondeos/Unidad	H.3.2.3	4	H.3.2.6 (Efecto de repetición)
Profundidad mínima sondeos	H.3.2.3	15 m	H.3.2.5 (50% Sondeos)

Fuente: Esta investigación.

Valores de N de campo encontrados en los sondeos del estudio de suelos.



Fuente: Esta investigación. (S = Sondeo)

b) Ensayos de laboratorio.

En la siguiente se resume los resultados de los ensayos de clasificación de la matriz fina y de compresión simple de los núcleos de roca obtenidos por el estudio de suelos a diferentes profundidades, no se realizaron ensayos de caracterización mecánica de la matriz fina del suelo.

Resumen de ensayos de clasificación para cada sondeo.

SONDEO		1									2								
Profundidad (m)		Clasificación S.U.C.S	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	Composición			Compresión simple núcleos de roca (MPa)	Clasificación S.U.C.S	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	Composición			Compresión simple núcleos de roca (MPa)
de	hasta						Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)							Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	
0	0,3	PT	-	-	-	-	-	-	-	-	PT	-	-	-	-	-	-	-	-
0,3	1	SM	21,2	41,94	27,77	14,17	32,40	38,00	29,60	-	ML	32,29	36,20	25,98	10,22	0,51	28,71	70,78	-
1	1,5																		
1,5	2																		
2	2,5																		
2,5	3	ML	37,25	41,94	27,77	14,17	0,00	42,64	57,36	-	ML	37,17	N.L.	N.P.	-	10,18	12,37	77,45	-
3	3,5	ML	35,91	N.L.	N.P.	-	0,00	46,05	53,95	142,79	ML	35,44	N.L.	N.P.	-	0,00	23,29	76,71	54,66
3,5	4																		
4	4,5																		
4,5	5	ML	38,33	N.L.	N.P.	-	0,00	12,94	87,06	121,71	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	5,5										-	-	-	-	-	-	-		
5,5	6										-	-	-	-	-	-	-		
6	8										-	-	-	-	-	-	-		
8	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
12	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Resumen de ensayos de clasificación para cada sondeo. Continuación.

SONDEO		3									4								
Profundidad (m)		Clasificación S.U.C.S	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	Composición			Compresión simple núcleos de roca (MPa)	Clasificación S.U.C.S	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	Composición			Compresión simple núcleos de roca (MPa)
de	hasta						Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)							Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	
0	0,3	PT	-	-	-	-	-	-	-	-	PT	-	-	-	-	-	-	-	-
0,3	1	ML	31,19	36,42	25,98	10,43	2,12	40,76	57,12	-	ML	32,29	36,20	25,98	10,22	0,51	28,71	70,78	-
1	1,5																		
1,5	2																		
2	2,5	ML	35,06	N.L.	N.P.	-	1,40	16,41	82,18	-	ML	39,13	N.L.	N.P.	-	0,00	31,76	68,24	-
2,5	3																		
3	3,5																		
3,5	4	ML	36,30	N.L.	N.P.	-	0,07	16,74	83,19	112,72	ML	35,44	N.L.	N.P.	-	0,00	23,29	76,71	72,86
4	4,5																		
4,5	5																		
5	5,5	ML	38,33	N.L.	N.P.	-	0,00	12,94	87,06	118,25	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,5	6										-	-	-	-	-	-	-		
6	8										-	-	-	-	-	-	-		
8	10										-	-	-	-	-	-	-		
10	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
12	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Resumen de ensayos de clasificación para cada sondeo. Continuación.

SONDEO		5									6								
Profundidad		Clasificación S.U.C.S	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	Composición			Compresión simple núcleos de roca (MPa)	Clasificación S.U.C.S	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice de plasticidad (%)	Composición			Compresión simple núcleos de roca (MPa)
(m)							Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)							Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	
de	hasta																		
0	0,3	PT	-	-	-	-	-	-	-	-	PT	-	-	-	-	-	-	-	-
0,3	1	ML	37,17	36,42	25,96	10,43	10,18	12,37	77,45	-	M L	32,29	36,2	25,96	10,22	0,51	28,71	70,78	-
1	1,5																		
1,5	2																		
2	2,5	ML	31,15	40,89	27,95	12,95	0,47	17,58	81,95	-	M L	39,44	N.L.	N.P.	-	0,00	31,91	68,09	-
2,5	3																		
3	3,5																		
3,5	4	GM	15,28	34,92	29,80	5,12	53,97	15,66	30,36	76,26	M L	34,74	N.L.	N.P.	-	0,00	17,79	82,21	76,26
4	4,5																		
4,5	5																		
5	5,5	ML	38,30	N.L.	N.P.	-	0,00	16,48	83,52	72,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5,5	6																		
6	8																		
8	10	ML	38,30	N.L.	N.P.	-	0,00	16,48	83,52	72,86	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	12																		
12	15																		

Resumen de ensayos de clasificación para cada sondeo. Continuación.

SONDEO		7								
Profundidad		Clasificación S.U.C.S	Humedad Natural (%)	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	índice de plasticidad (%)	Composición			Compresión simple núcleos de roca (MPa)
(m)							Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	
de	hasta									
0	0,3	PT	-	-	-	-	-	-	-	-
0,3	1	ML	37,17	36,42	25,96	10,43	10,18	12,37	77,45	-
1	1,5									
1,5	2									
2	2,5									
2,5	3	ML	31,15	40,89	27,95	12,95	0,47	17,58	81,95	-
3	3,5									
3,5	4									
4	4,5	GM	15,28	34,92	29,80	5,12	53,97	15,66	30,36	165,25
4,5	5									
5	5,5									
5,5	6									
6	8	ML	40,42	N.L.	N.P.	-	0,00	43,95	56,05	135,53
8	10									
10	12									
12	15									

Fuente: Modificado de: Estudio de suelos.

Anexo 5. Corrección del valor N_{campo} y obtención del ángulo de fricción interna, por parte de la investigación.

Los valores de N_{campo} suministrados de los 7 sondeos ejecutados, se corrigieron para verificar la corrección realizada por el estudio de suelos a dichos valores, de acuerdo con la **ecuación 2**. En la siguiente tabla se presenta la metodología adoptada por el estudio de suelos y la metodología aplicada por la investigación para la corrección del valor N_{campo} .

Metodología aplicada en la corrección de los valores N_{campo} por el estudio de suelos y por la investigación.

Corrección		Metodología de la Investigación	Referencia	Metodología del Estudio de suelos	Referencia
Cn	Confinamiento	Se adoptó la ecuación propuesta por González (1999), limitando el valor máximo de esta corrección a 2 ($C_n \leq 2$).	Ecuación (h) de la Tabla 2.	Se adoptó la ecuación propuesta por Meyerof (1975), para los primeros 1,5 metros de profundidad se toman valores de $C_n > 2$.	Ecuación (b) de la Tabla 2.
n1	Energía	Se consideró de acuerdo con González (1999) una energía local del 45%.	Tabla 3	De acuerdo a la metodología planteada por Ventayol y Fernández (2011).	Artículo denominado "Medida de la energía del SPT; correcciones a aplicar", publicado por Ventayol y Fernández, en 2011 y aplicado a equipos automáticos SPT instalados en máquinas Rolatec.
n2	Longitud de eje	Se adoptaron los valores sugeridos por Bowles (1997), valores que dependen de la profundidad.	Tabla 4	<ul style="list-style-type: none"> - n1=1,1 (ensayos entre los 2 y 6 metros de profundidad, para una energía de referencia del 65%). - n1=1,25 (ensayos entre los 6 y 10 metros de profundidad, para una energía de referencia del 75%). - n1 = 1,33 (ensayos a partir de los 10 metros de profundidad, para una energía de referencia del 80%). 	
n3	Revestimiento interno del tomamuestras	Se adoptó un valor sugerido por Bowles (1997) para un tomamuestras con revestimiento interno, en un material denso.	Tabla 5	-	-
n4	Diámetro de la perforación	Se consideró un diámetro de perforación entre 6 y 12 centímetros de acuerdo con los valores sugeridos por Bowles (1997).	Tabla 6	-	-

Fuente: Esta investigación.

Una vez corregido el valor N_{campo} , para la investigación se calcularon los valores de ángulo de fricción interna efectivo con las diferentes correlaciones presentes en la **tabla 7**, de las que se seleccionaron para el cálculo del ángulo de fricción, las que se presentan en la siguiente tabla, correlaciones a partir de las cuales se obtuvieron valores de ángulo de fricción efectivo más bajos. El estudio de suelos, por su parte, utilizó la ecuación de Kishida (1969) para dicho cálculo.

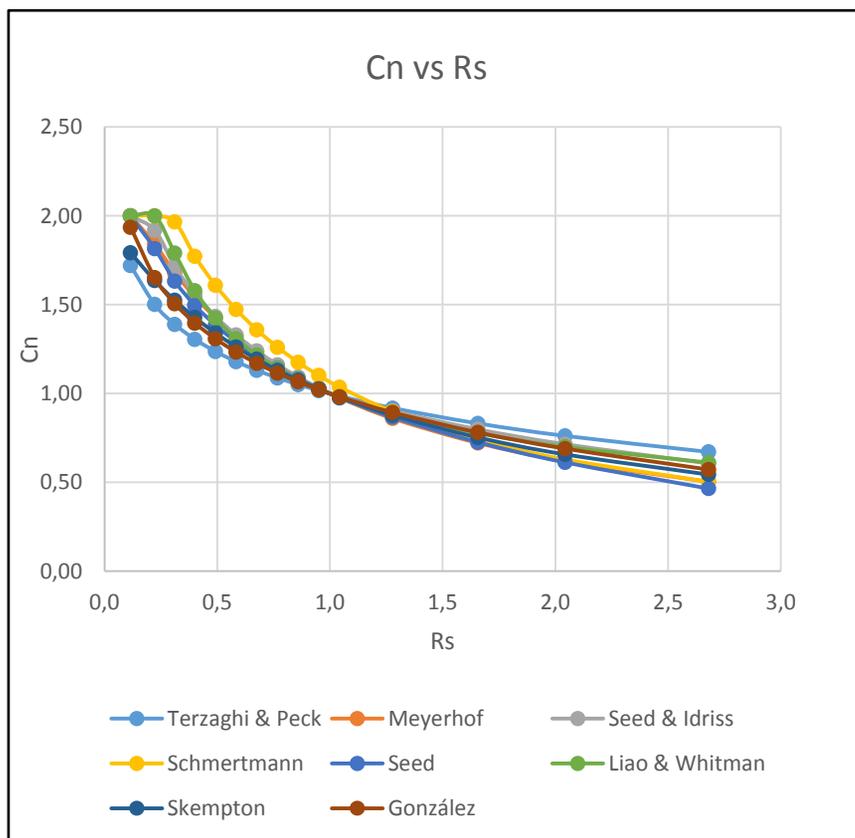
Ecuaciones utilizadas para obtener el valor promedio del ángulo de fricción efectivo (ϕ').

Metodología	Autor	Año	Referencia	Observaciones
Investigación	Kishida	1969	Ecuación (c) tabla 7	Ecuaciones aplicadas para una energía del 45%, se obtiene un valor promedio.
	JNR	1999	Ecuación (e) tabla 7	
	JRB	1986	Ecuación (f) tabla 7	
	Montenegro y González	2014	Ecuación (h) tabla 7	
Estudio de suelos	Kishida	1969	Ecuación (c) tabla 7 , modificada.	Ecuación aplicada para una energía del 65% y reducida por un factor de 0,6.

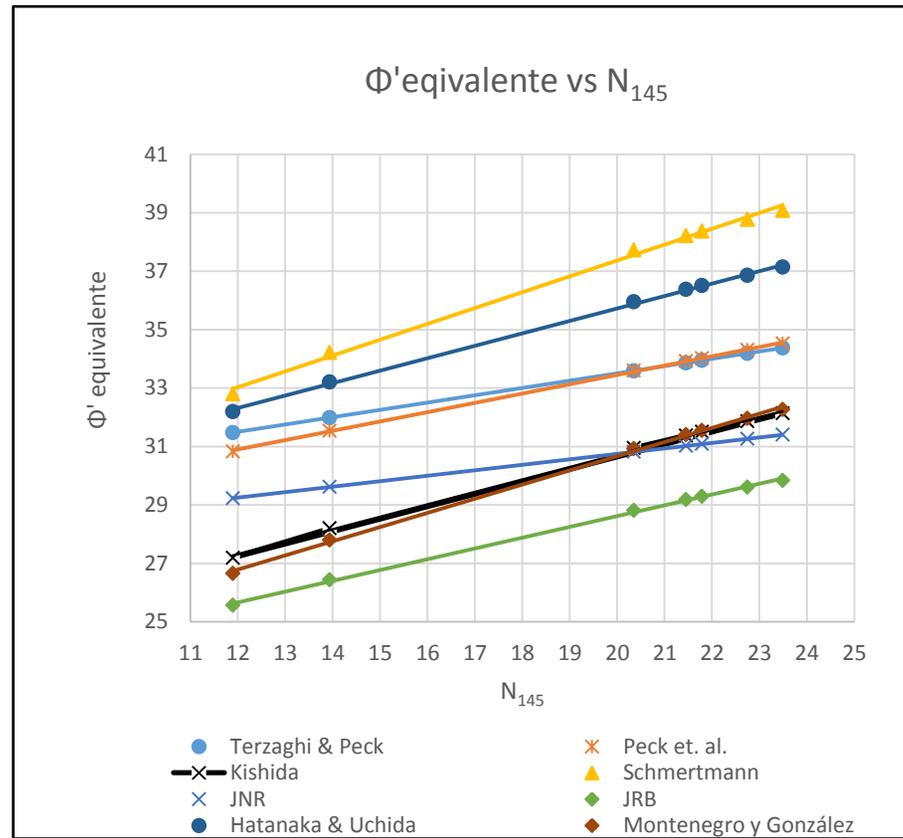
Fuente: Esta investigación.

Se obtuvo un valor mínimo, promedio y máximo de ángulo de fricción interna efectivo en cada sondeo y posteriormente se promediaron los valores mínimos, promedios y máximos correspondientes a cada profundidad. En las siguientes gráficas se muestra el comportamiento de los resultados obtenidos para la corrección por confinamiento, aplicando ecuaciones de diferentes autores y la tendencia de los valores de ángulo de fricción interna sugeridos por fórmulas de varios autores a partir de los valores del ensayo de penetración estándar corregidos.

Variación de la corrección por confinamiento (Cn), en función de la relación entre el esfuerzo vertical efectivo y la presión atmosférica (Rs). Variación del ángulo de fricción interno equivalente, en función del número de golpes del ensayo de penetración estándar corregidos. (Gráfica del sondeo 6).



Fuente: Esta investigación



Fuente: Esta investigación.

Anexo 6. Ensayos realizados para la investigación.

Ensayos de laboratorio

Con las muestras obtenidas en la campaña de exploración se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio.

a) Ensayos de Corte Directo.

Ensayo 1.

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO		
Probeta	1	Profundidad (m)	2,5
Descripción	Limo arenoso		
Ensayo	CORTE DIRECTO CD		
Norma	I.N.V. E-154		

DIMENSIONES DEL ANILLO				
Altura	2,44	cm	0,96	pulgadas
Diámetro	5,08	cm	2,00	pulgadas
Área	20,27		cm ²	
Peso Unitario inicial			1,60	g/cm ³

CONTENIDO DE HUMEDAD			
PESO DE LA MUESTRA		Inicial	Final
Peso anillo+muestra hum.	g	231,34	*
Peso anillo+muestra seca.	g	205,53	*
Peso anillo	g	152,08	152,08
Peso del agua	g	25,81	*
Peso suelo seco	g	53,45	*
Humedad	%	48,30	52,57

Carga de Consolidación	0,95	kg
Relación de brazo de carga	1:10	
Esfuerzo de Consolidación	0,5	kg/cm ²

Esfuerzo de Consolidación	45,96	kN/m ²
----------------------------------	-------	-------------------

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO		
Probeta	2	Profundidad (m)	2,5
Descripción	Limo arenoso		
Ensayo	CORTE DIRECTO CD		
Norma	I.N.V. E-154		

DIMENSIONES DEL ANILLO				
Altura	2,4	cm	0,94	pulgadas
Diámetro	5,08	cm	2,00	pulgadas
Área	20,27		cm ²	
Peso Unitario inicial			1,69	g/cm ³

CONTENIDO DE HUMEDAD			
PESO DE LA MUESTRA		Inicial	Final
Peso anillo+muestra hum.	g	234,33	*
Peso anillo+muestra seca.	g	209,57	*
Peso anillo	g	152,08	152,08
Peso del agua	g	24,76	*
Peso suelo seco	g	57,49	*
Humedad	%	43,07	48,94

Carga de Consolidación	1,95	kg
Relación de brazo de carga	1:10	
Esfuerzo de Consolidación	1,0	kg/cm ²
Esfuerzo de Consolidación	94,34	kN/m ²

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO		
Probeta	3	Profundidad (m)	2,5
Descripción	Limo arenoso		
Ensayo	CORTE DIRECTO		
Norma	I.N.V. E-154		

DIMENSIONES DEL ANILLO				
Altura	2,44	cm	0,96	pulgadas
Diámetro	5,08	cm	2,00	pulgadas
Área	20,27			cm ²
Peso Unitario inicial			1,67	g/cm ³

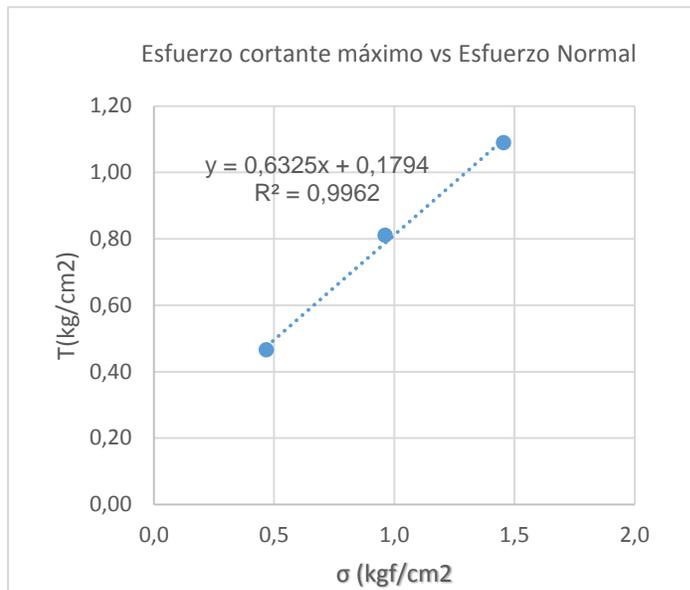
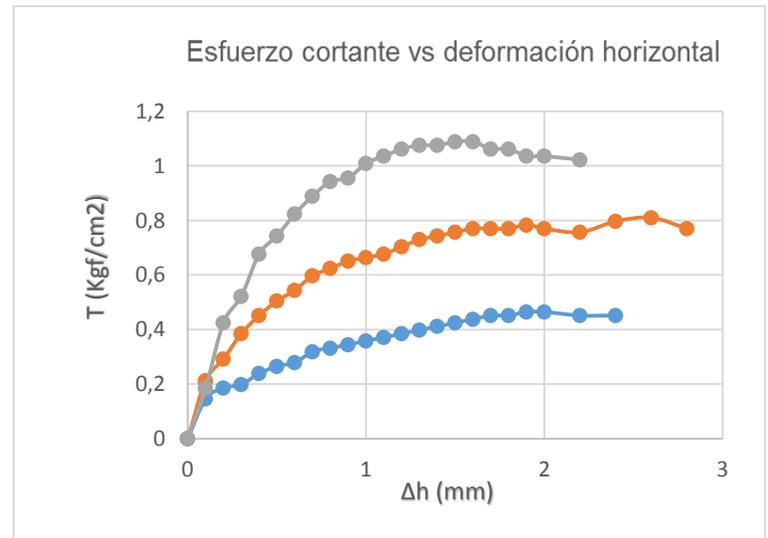
CONTENIDO DE HUMEDAD			
PESO DE LA MUESTRA		Inicial	Final
Peso anillo+muestra hum.	g	234,51	*
Peso anillo+muestra seca.	g	209,69	*
Peso anillo	g	152,08	152,08
Peso del agua	g	24,82	*
Peso suelo seco	g	57,61	*
Humedad	%	43,07	58,01

Carga de Consolidación	2,95	kg
Relación de brazo de carga	1:10	
Esfuerzo de Consolidación	1,5	kg/cm ²
Esfuerzo de Consolidación	142,72	kN/m ²

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO		
Ensayo	1	Profundidad (m)	2,5
Descripción	Limo arenoso		
Ensayo	CORTE DIRECTO		
Norma	I.N.V. E-154		

Esfuerzos normales y de corte

σ	τ	
0,5	0,46	(Kgf/cm ²)
1,0	0,81	(Kgf/cm ²)
1,5	1,09	(Kgf/cm ²)



RESULTADOS		
ϕ	32,31	°
c	0,1794	kgf/cm ²
c	1,794	ton/m ²

Ensayo 2.

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO		
Probeta	1	Profundidad (m)	2,5
Descripción	Limo arenoso		
Ensayo	CORTE DIRECTO CD		
Norma	I.N.V. E-154		

DIMENSIONES DEL ANILLO				
Altura	2,4	cm	0,94	pulgadas
Diámetro	5,08	cm	2,00	pulgadas
Área	20,27		cm ²	
Peso Unitario inicial			1,54	g/cm ³

CONTENIDO DE HUMEDAD				
PESO DE LA MUESTRA		Inicial	Final	
Peso anillo+muestra hum.	g	227,16	*	
Peso anillo+muestra seca.	g	202,71	*	
Peso anillo	g	152,08	152,08	
Peso del agua	g	24,45	*	
Peso suelo seco	g	50,63	*	
Humedad	%	48,30	62,28	

Carga de Consolidación	0,95	kg
Relación de brazo de carga	1:10	
Esfuerzo de Consolidación	0,5	kg/cm ²
Esfuerzo de Consolidación	45,96	kN/m ²

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO
-----------------	---

Probeta	2	Profundidad (m)	2,5
Descripción	Limo arenoso		
Ensayo	CORTE DIRECTO CD		
Norma	I.N.V. E-154		

DIMENSIONES DEL ANILLO			
Altura	2,41	cm	0,95 pulgadas
Diámetro	5,08	cm	2,00 pulgadas
Área	20,27		cm ²
Peso Unitario inicial		1,40	g/cm ³

CONTENIDO DE HUMEDAD			
PESO DE LA MUESTRA		Inicial	Final
Peso anillo+muestra hum.	g	220,54	*
Peso anillo+muestra seca.	g	199,93	*
Peso anillo	g	152,08	152,08
Peso del agua	g	20,61	*
Peso suelo seco	g	47,85	*
Humedad	%	43,07	59,07

Carga de Consolidación	1,95	kg
Relación de brazo de carga	1:10	
Esfuerzo de Consolidación	1,0	kg/cm ²
Esfuerzo de Consolidación	94,34	kN/m ²

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO		
Probeta	3	Profundidad (m)	2,5

Descripción	Limo arenoso
Ensayo	CORTE DIRECTO CD
Norma	I.N.V. E-154

DIMENSIONES DEL ANILLO				
Altura	2,45	cm	0,96	pulgadas
Diámetro	5,08	cm	2,00	pulgadas
Área	20,27			cm ²
Peso Unitario inicial			1,445	g/cm ³

CONTENIDO DE HUMEDAD			
PESO DE LA MUESTRA		Inicial	Final
Peso anillo+muestra hum.	g	223,85	*
Peso anillo+muestra seca.	g	202,24	*
Peso anillo	g	152,08	152,08
Peso del agua	g	21,61	*
Peso suelo seco	g	50,16	*
Humedad	%	43,07	55,79

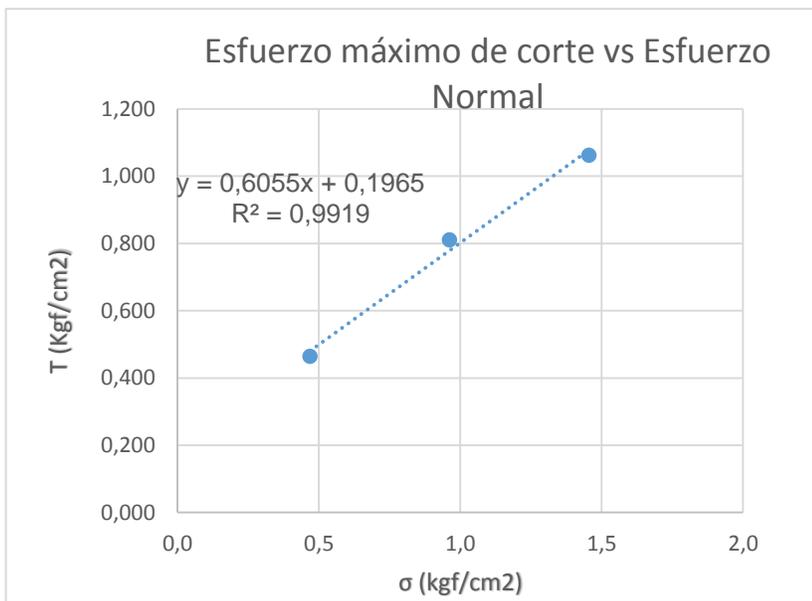
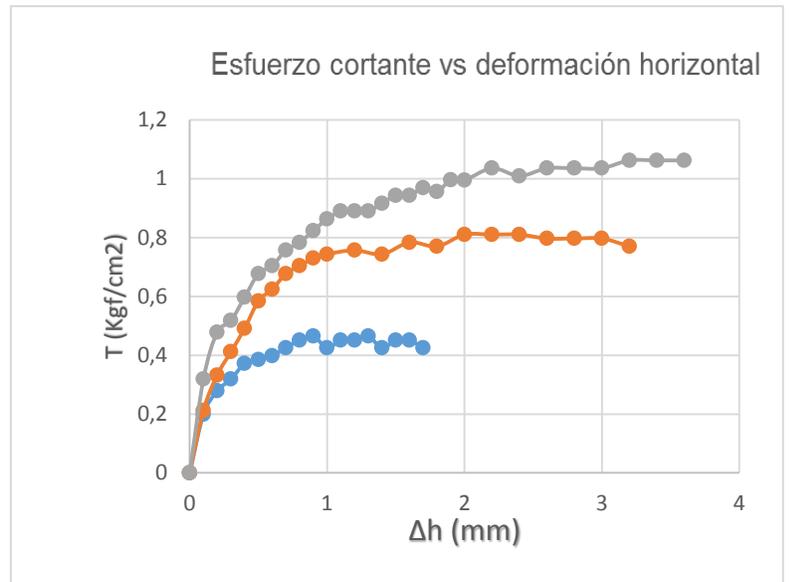
Carga de Consolidación	2,95	kg
Relación de brazo de carga	1:10	
Esfuerzo de Consolidación	1,5	kg/cm ²
Esfuerzo de Consolidación	142,72	kN/m ²

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO		
Ensayo	2	Profundidad (m)	2,5
Descripción	Limo arenoso		
Ensayo	CORTE DIRECTO CD		

Norma	I.N.V. E-154
--------------	--------------

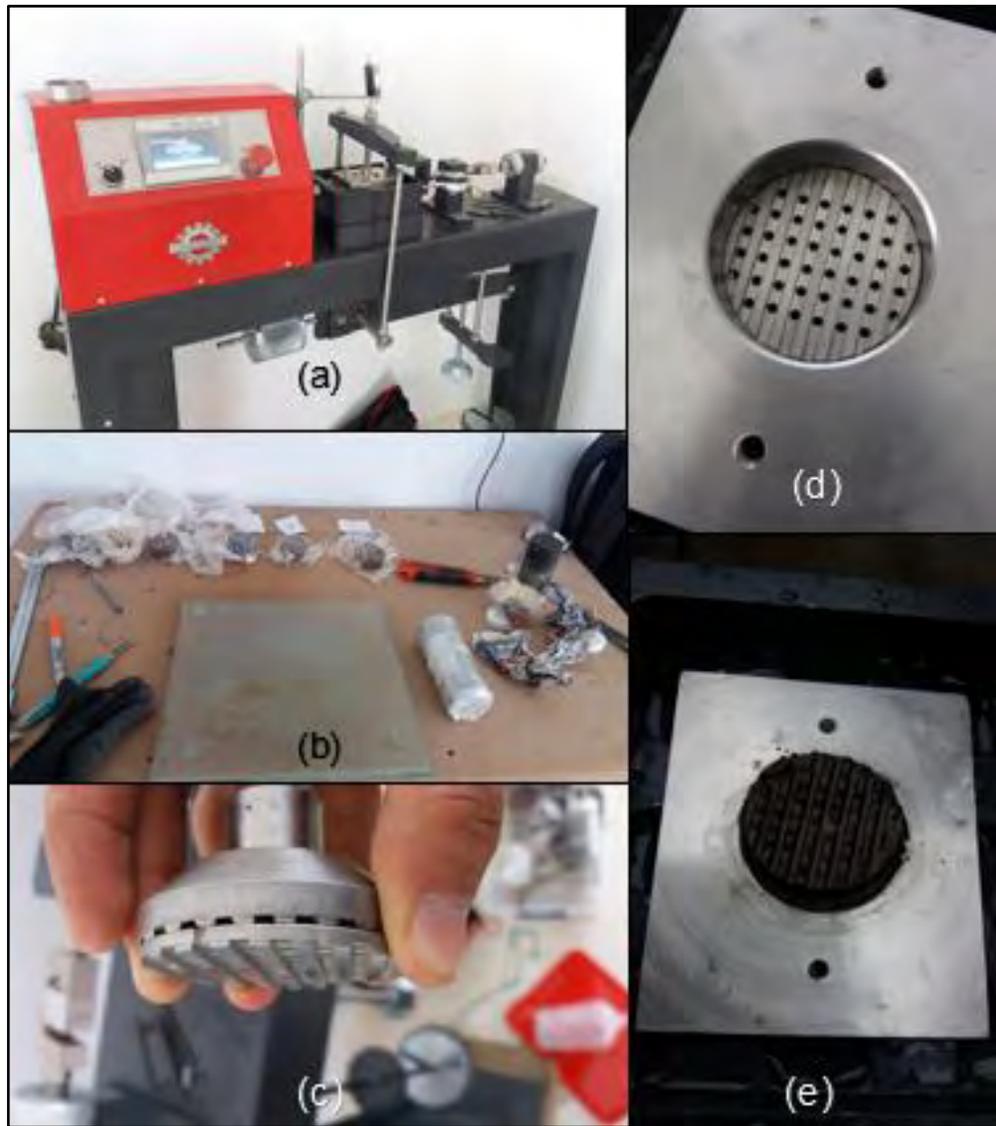
Esfuerzos normales y de corte

σ	τ	
0,5	0,465	(Kgf/cm ²)
1,0	0,810	(Kgf/cm ²)
1,5	1,062	(Kgf/cm ²)



RESULTADOS		
ϕ	31,19	°
c	0,1965	Kgf/cm ²
c	1,965	ton/m ²

Registro fotográfico ensayo de corte directo.



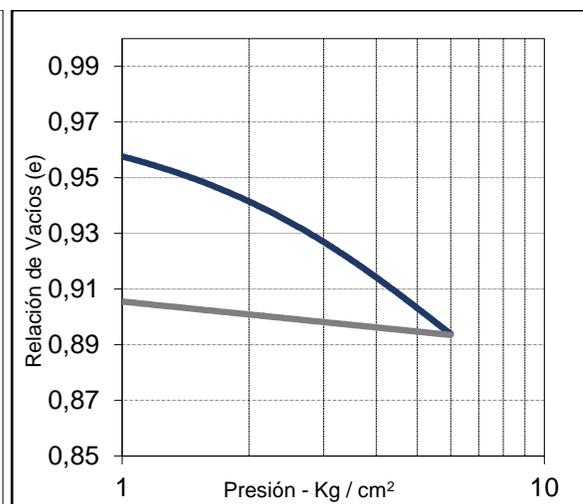
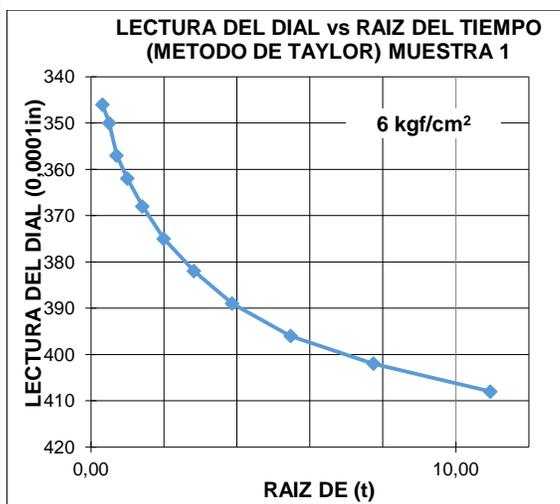
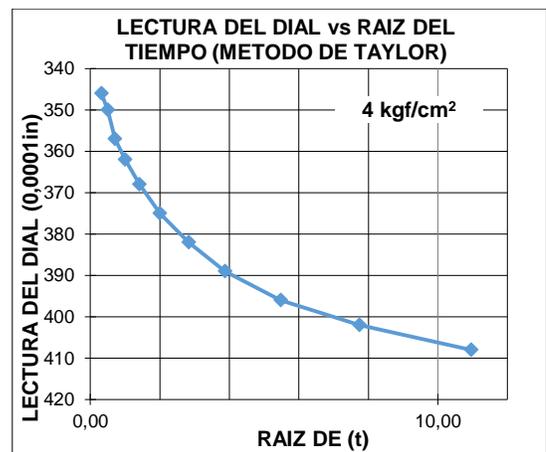
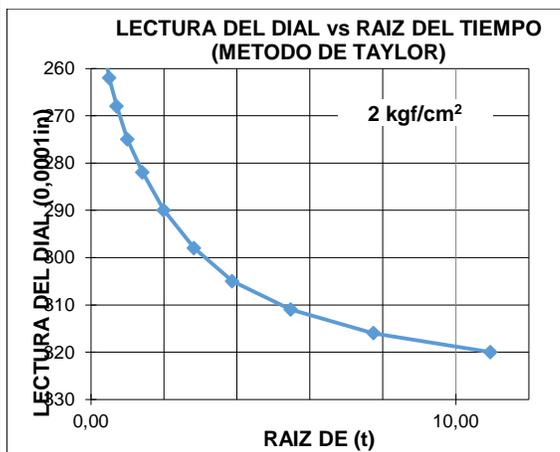
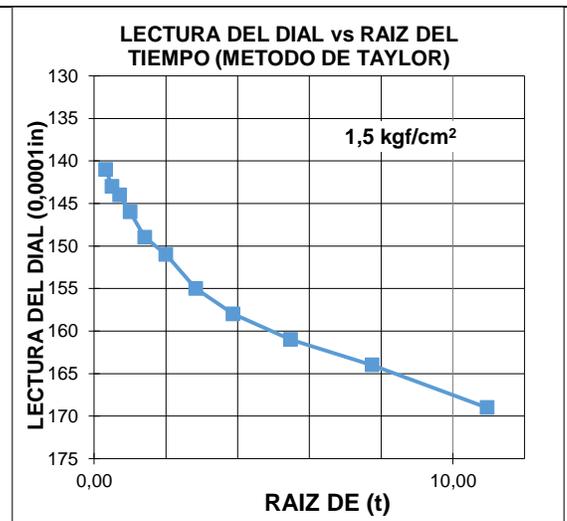
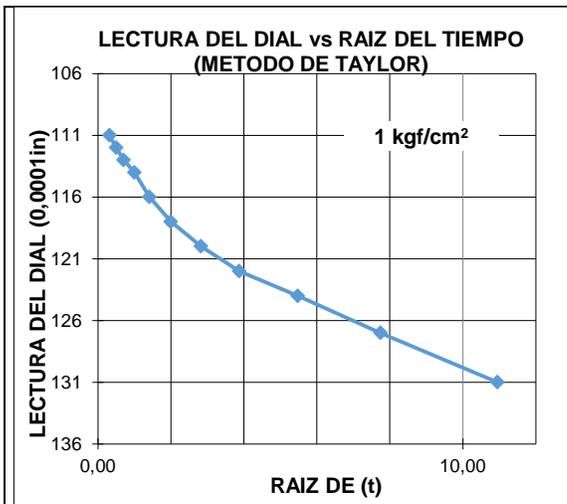
Fuente: Esta investigación. (a,c y d) Equipo de corte directo. (b) Preparación de probetas para ensayo. (e) Probeta fallada después del ensayo.

b) Ensayos de consolidación unidimensional.

Ensayo 1.

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO		
Muestra	1	Profundidad (m)	2,5
Descripción	Limo arenoso		
Ensayo	CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL		
Norma	I.N.V. E-151		
DIMENSIONES DE LA MUESTRA			
		INICIAL	FINAL
Diámetro, D	cm	5,08	*
Altura, H	cm	2,19	*
W.Anillo	g	119,6	*
W.Anillo + Muestra	g	200,6	213,4
HUMEDAD			
		NATURAL	FINAL
Recipiente No		31	55
W.r.m.h. (g)		77,50	51,70
W.r.m.s. (g)		58,80	38,60
W.r. (g)		6,40	4,80
Humedad. (%)		35,69	38,76
GRAVEDAD ESPECÍFICA			
Gs		2,67	
Altura de sólidos Hs			
Hs (cm)		1,10	
Hs (pulgadas)		0,43	
Relación de vacíos inicial		0,99	
Relación de vacíos final		0,89	
Pc (kg/cm²)		2,85	

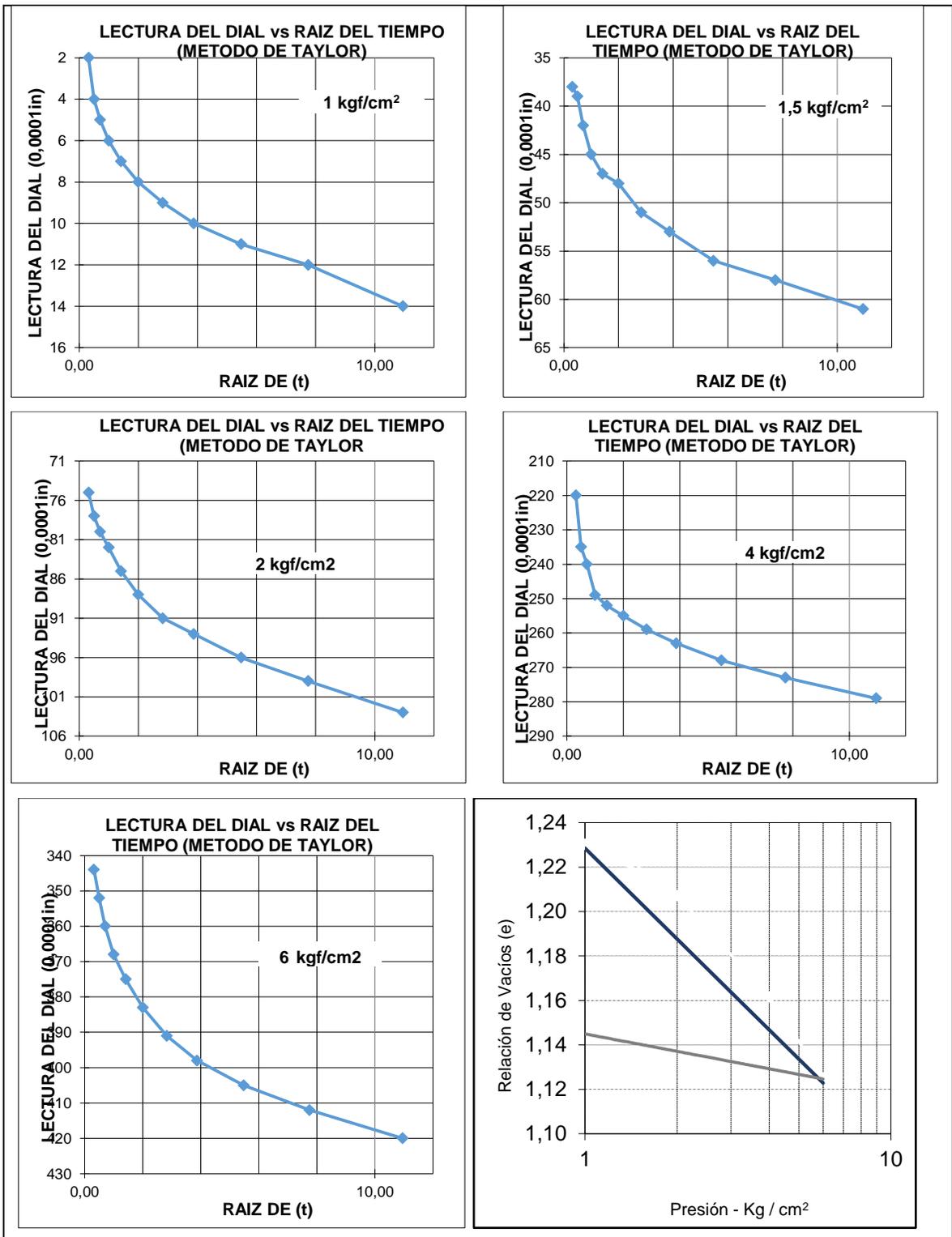
Gráficas de consolidación y compresibilidad.



Ensayo 2.

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO		
Muestra	2	Profundidad (m)	2,5
Descripción	Limo arenoso		
Ensayo	CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL		
Norma	I.N.V. E-151		
DIMENSIONES DE LA MUESTRA			
		INICIAL	FINAL
Diámetro, D	cm	5,08	*
Altura, H	cm	2,19	*
W.Anillo	g	119,5	*
W.Anillo + Muestra	g	194,6	194,95
HUMEDAD			
		NATURAL	FINAL
Recipiente No		1	12
W.r.m.h. (g)		91,40	46,40
W.r.m.s. (g)		66,50	33,60
W.r. (g)		6,30	4,90
Humedad. (%)		41,36	44,60
GRAVEDAD ESPECÍFICA			
Gs		2,67	
Altura de sólidos Hs			
Hs (cm)		0,98	
Hs (pulgadas)		0,39	
Relación de vacíos inicial		1,23	
Relación de vacíos final		1,13	
Pc (kg/cm²)		2,8	

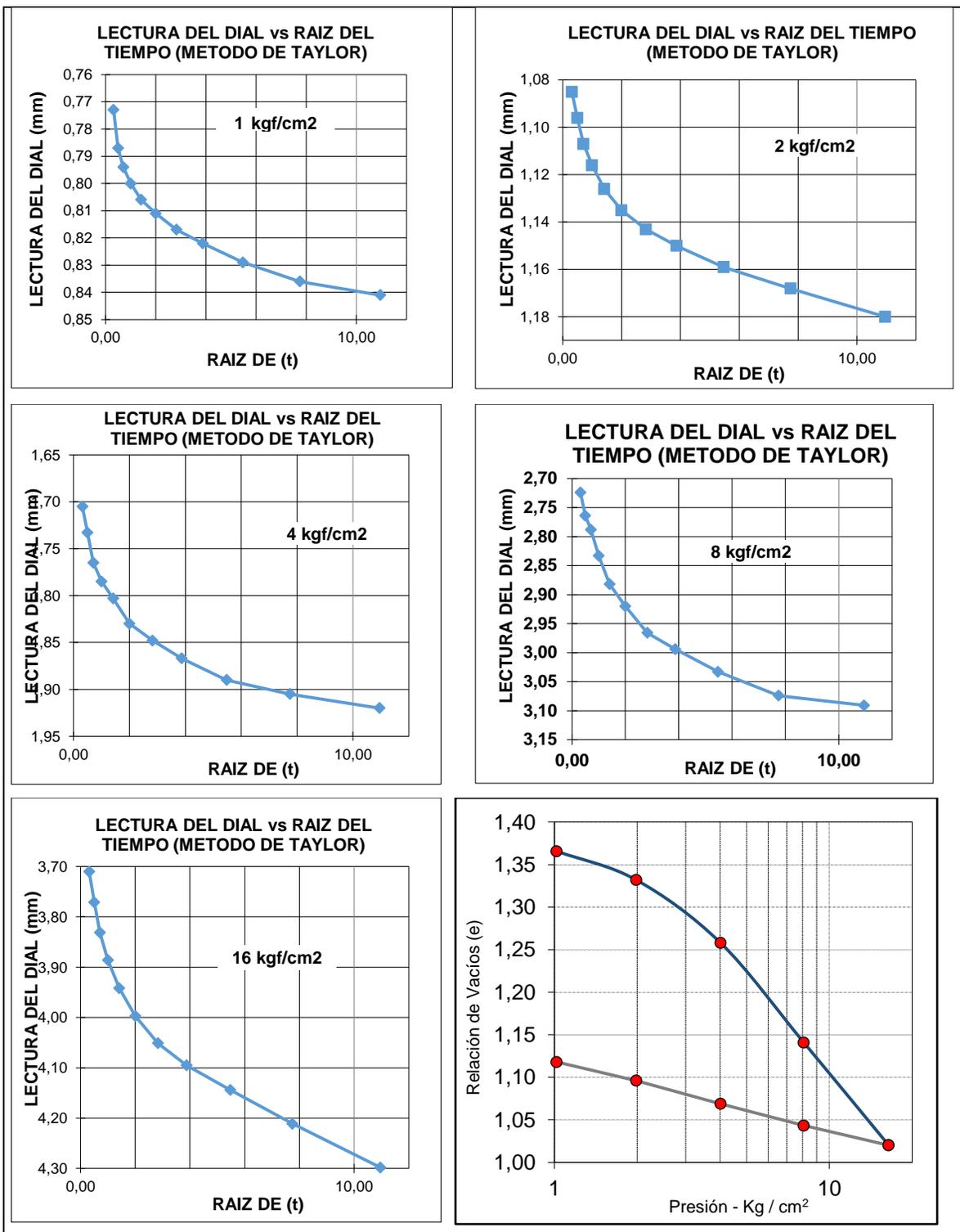
Gráficas de consolidación y compresibilidad.



Ensayo 3.

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO		
Muestra	3	Profundidad (m)	2,5
Descripción	Limo arenoso		
Ensayo	CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL		
Norma	I.N.V. E-151		
DIMENSIONES DE LA MUESTRA			
		INICIAL	FINAL
Diámetro, D	cm	5,08	*
Altura, H	cm	2,45	*
W.Anillo	g	152,08	*
W.Anillo + Muestra	g	230,3	229,38
HUMEDAD			
		NATURAL	FINAL
Recipiente No		202	37
W.r.m.h. (g)		81,60	107,10
W.r.m.s. (g)		70,08	80,90
W.r. (g)		44,10	29,80
Humedad. (%)		44,34	51,27
GRAVEDAD ESPECÍFICA			
Gs		2,67	
Altura de sólidos Hs			
Hs (cm)		1,00	
Hs (pulgadas)		0,39	
Relación de vacíos inicial		1,45	
Relación de vacíos final		1,02	
Pc (kg/cm²)		2,9	

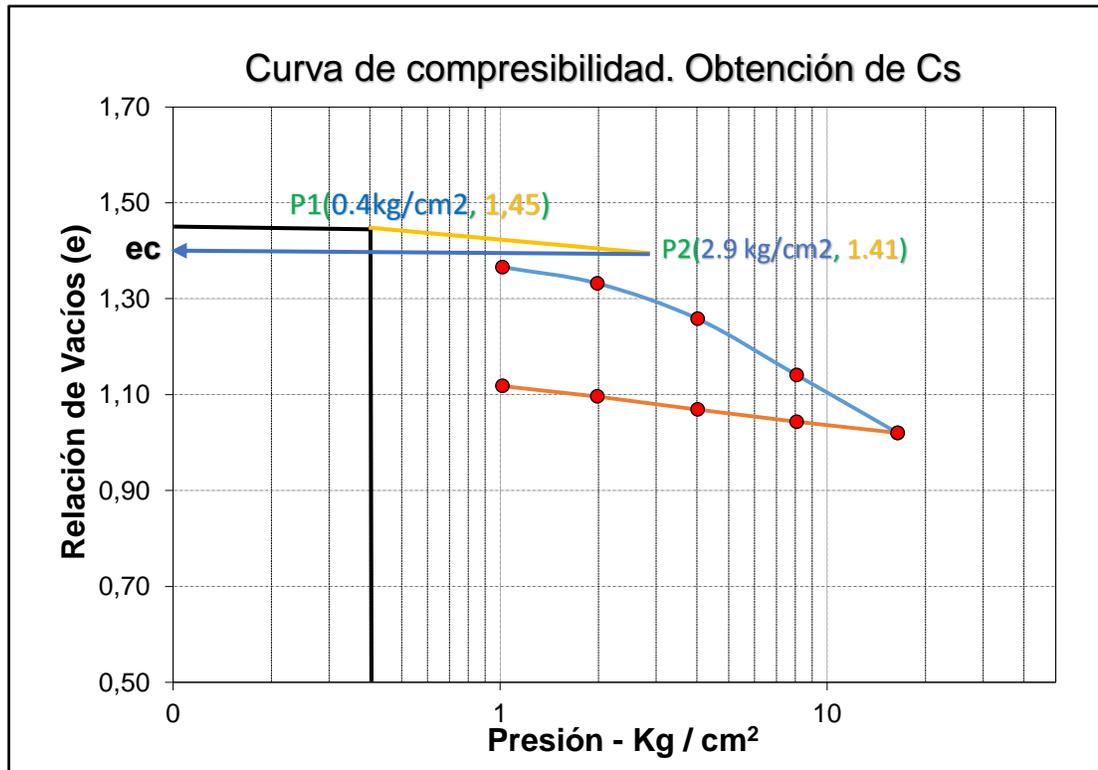
Gráficas de consolidación y compresibilidad.



c) Determinación gráfica de los parámetros para calcular el asentamiento por consolidación primaria.

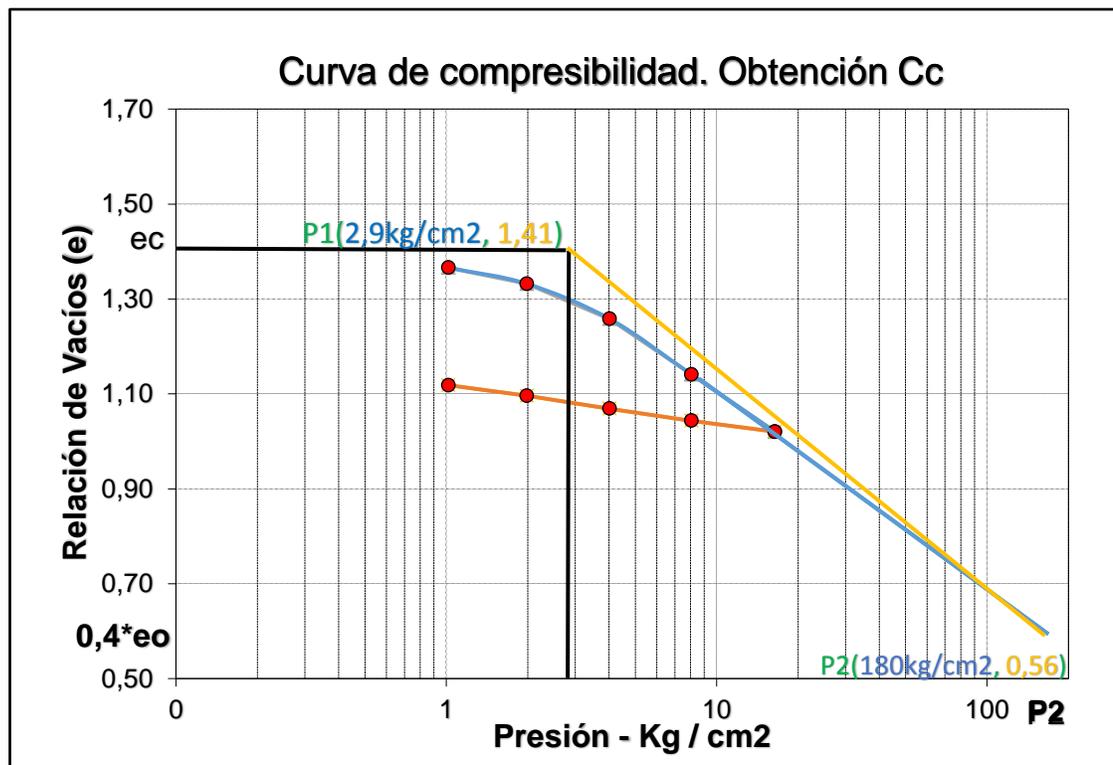
Obtención gráfica del índice de recompresión (C_s).

Índice de recompresión		
eo	1,45	-
Po	0,40	kg/cm2
ec	1,41	-
Pc	2,9	kg/cm2
Cs, Cr	0,046	-



Obtención gráfica del índice de compresión (C_c).

Índice de compresión		
ec	1,41	-
Pc	2,9	kg/cm2
e2	0,56	0,4*eo
P2	180	kg/cm2
Cc	0,472	-



Registro fotográfico ensayo de consolidación unidimensional.



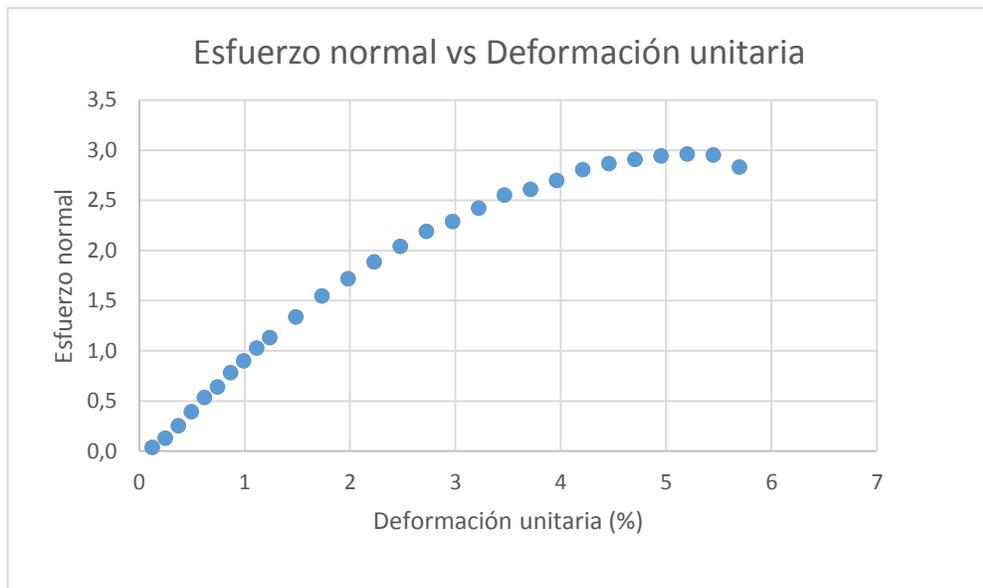
Fuente: Esta investigación. (a,b,c,d) Preparación de probetas para ensayo. (e y f) Edómetros.

d) Ensayo de compresión inconfiada.

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO BLOQUE UNO, COSTADO SUR
-----------------	---

DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO				
Muestra	1	Profundidad (m)	2,5	
Descripción	Limo arenoso			
Ensayo	COMPRESIÓN INCONFINADA			
Norma	I.N.V. E-152			
Determinación del contenido de agua				
Recipiente N°			20	
W. espécimen húmedo + recipiente			494,4	g
W. espécimen seco + recipiente			423,4	g
W. agua			71,0	g
W. recipiente			98,5	g
W. espécimen húmedo			395,9	g
W. espécimen seco			324,9	g
Porcentaje de humedad			21,85	%
Resistencia a la compresión inconfiada				
Diámetro inicial		Do	5,37	cm
Altura inicial		Lo	10,26	cm
Área inicial		Ao	22,68	cm ²
Volumen inicial		Vo	232,59	cm ³
Deformación total (cm)	Deformación Unitaria (%)	Área corregida (cm²)	Carga (kg)	Esfuerzo (kg/cm²)
0,01	0,1238	22,70	0,81	0,04
0,03	0,2476	22,73	2,91	0,13
0,04	0,3715	22,76	5,67	0,25
0,05	0,4953	22,79	8,90	0,39
0,06	0,6191	22,82	12,14	0,53
0,08	0,7429	22,85	14,57	0,64
0,09	0,8668	22,87	17,81	0,78
0,10	0,9906	22,90	20,56	0,90
0,11	1,1144	22,93	23,48	1,02
0,13	1,2382	22,96	25,90	1,13
0,15	1,4859	23,02	30,76	1,34
0,18	1,7335	23,08	35,62	1,54
0,20	1,9812	23,13	39,67	1,71
0,23	2,2288	23,19	43,71	1,88
0,25	2,4764	23,25	47,44	2,04
0,28	2,7241	23,31	51,00	2,19

0,30	2,9717	23,37	53,43	2,29
0,33	3,2194	23,43	56,67	2,42
0,36	3,4670	23,49	59,90	2,55
0,38	3,7147	23,55	61,36	2,61
0,41	3,9623	23,61	63,63	2,69
0,43	4,2099	23,67	66,38	2,80
0,46	4,4576	23,73	68,00	2,86
0,48	4,7052	23,80	69,13	2,91
0,51	4,9529	23,86	70,10	2,94
0,53	5,2005	23,92	70,75	2,96
0,56	5,4482	23,98	70,75	2,95
0,58	5,6958	24,05	68,00	2,83
0,61	5,9435	24,11	63,14	2,62
0,64	6,1911	24,17	58,28	2,41



Registro fotográfico ensayo de compresión inconfiada.

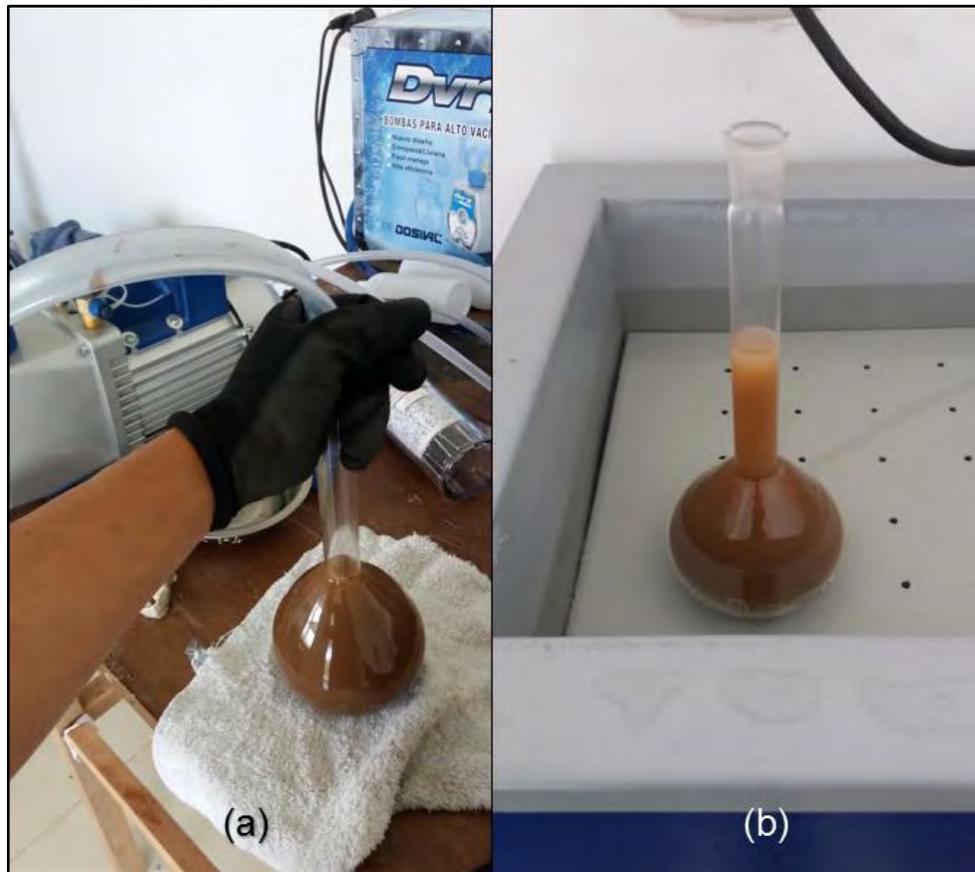


Fuente: Esta investigación. (a) Equipo para el ensayo y probeta tallada. (b) Probeta en el equipo de ensayo. (c) Probeta fallada.

e) Ensayo de gravedad específica.

PROYECTO	CONSTRUCCIÓN DEL NUEVO BLOQUE UNO, COSTADO SUR DE LA UNIVERSIDAD DE NARIÑO												
Muestra	1	Profundidad (m)	2,5										
Descripción													
Ensayo	GRAVEDAD ESPECÍFICA												
Norma	I.N.V. E-128												
GRAVEDAD ESPECÍFICA													
Temperatura del ensayo (T)	°C	41											
Peso del Picnómetro + agua a temperatura T (Wpa)	g	657,20											
Peso del Picnómetro + muestra + agua (Wpma)	g	681,30											
Peso Muestra Seca (Wo)	g	38,50											
Peso específico suelo (Gs)	g/cm3	2,67											
<p style="text-align: center;">Curva de calibración del picnómetro</p> <table border="1" style="display: none;"> <caption>Datos de la curva de calibración del picnómetro</caption> <thead> <tr> <th>Temperatura (°C)</th> <th>Wpa (g)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>23</td> <td>659,2</td> </tr> <tr> <td>36</td> <td>658,4</td> </tr> <tr> <td>45</td> <td>656,4</td> </tr> <tr> <td>48</td> <td>653,6</td> </tr> </tbody> </table>				Temperatura (°C)	Wpa (g)	23	659,2	36	658,4	45	656,4	48	653,6
Temperatura (°C)	Wpa (g)												
23	659,2												
36	658,4												
45	656,4												
48	653,6												

Registro fotográfico ensayo de gravedad específica

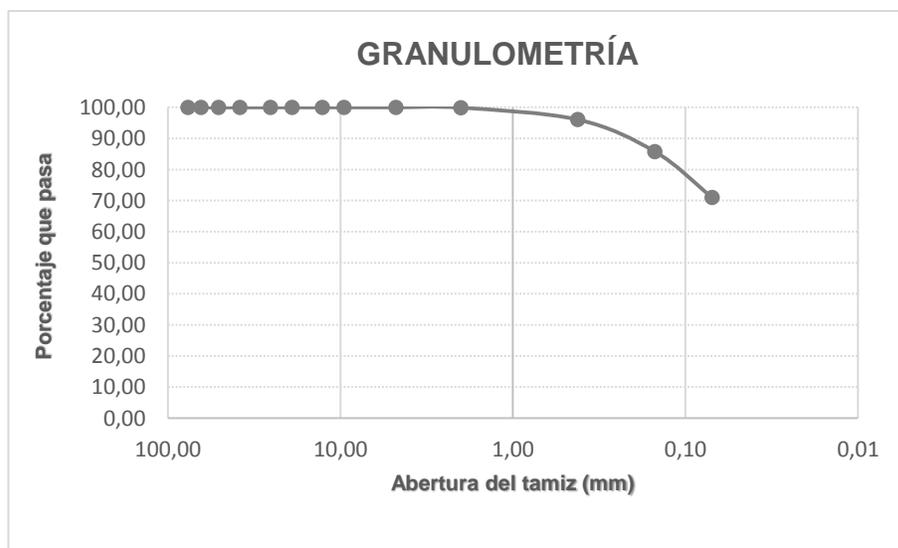


Fuente: Esta investigación. (a) Succión de aire en el picnómetro con bomba de vacío. (b) Eliminación de aire en la muestra con baño maría.

f) Ensayo de clasificación.

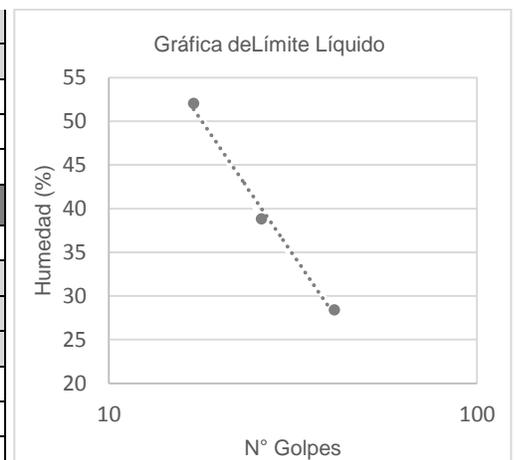
Peso de recipiente + Muestra húmeda	296,20	g
--	--------	---

Peso de recipiente + Muestra seca			230,50	g	
Peso de recipiente			42,70	g	
Peso del agua			65,70	g	
Peso de la Muestra seca			187,80	g	
Porcentaje de humedad			34,98	%	
Peso inicial	187,80	g	Peso final	54,50	g
Tamiz (in)	Tamiz(mm)	Peso (g)	% Retenido	% Ret. Acum.	% Pasa
3	76,10	0,00	0,00	0,00	100,00
2 1/2	64,00	0,00	0,00	0,00	100,00
2	50,80	0,00	0,00	0,00	100,00
1 1/2	38,10	0,00	0,00	0,00	100,00
1	25,40	0,00	0,00	0,00	100,00
3/4	19,00	0,00	0,00	0,00	100,00
1/2	12,70	0,00	0,00	0,00	100,00
3/8	9,51	0,00	0,00	0,00	100,00
No.4	4,76	0,00	0,00	0,00	100,00
No.10	2,00	0,20	0,11	0,11	99,89
No.40	0,42	7,20	3,83	3,94	96,06
No.100	0,15	19,40	10,33	14,27	85,73
No.200	0,07	27,70	14,75	29,02	70,98
Pasante No.200		133,30	70,98	100,00	0,00
TOTAL		187,80	100,00	-	-



LÍMITE LÍQUIDO				
Ensayo No		1	2	3
No de Golpes		17	26	41
Peso Recip.	g	4,64	4,65	3,93

Peso Recip+ M.H.	g	9,9	9,3	8
Peso Recip+ M.S.	g	8,1	8	7,1
Peso del Agua	g	1,8	1,3	0,9
Peso M.S.	g	3,46	3,35	3,17
Humedad	%	52,02	38,81	28,39
LÍMITE PLÁSTICO				
Ensayo No		1	2	
Peso Recip.	g	4,63	4,01	
Peso Recip+ M.H.	g	6,7	7,6	
Peso Recip+ M.S.	g	6,2	6,9	
Peso del Agua	g	0,5	0,7	
Peso M.S.	g	1,57	2,89	
Humedad	%	31,85	24,22	



RESULTADOS:					
Límite líquido	44,14	%	Gravas	0,00	%
Límite plástico	28,03	%	Arenas	29,02	%
Índice de plasticidad	16,11	%	Finos	70,98	%
Índice de cohesión	0,36	Comportamiento principalmente limoso			
Clasificación SUCS: <u>ML</u>					

Registro fotográfico ensayos de clasificación



Fuente: Esta investigación. (a) Lavado de muestra para granulometría. (b) Material para tamizado. (c) Material para límites de coconsistencia (d) Cazuela de Casagrande.

Anexo 7. Cálculos de capacidad de carga.

Ecuación general de capacidad de carga de Meyerhof

$$q_u = cN_c f_c d_c i_c + qN_q f_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Parámetros del suelo					
Caso 1	$\phi(^{\circ})$	26,00	Estudio de suelos		
	c(kN/m ²)	0,00			
Caso 2	$\phi(^{\circ})$	27,72	Valor mínimo de SPT modificado		
	c(kN/m ²)	0,00			
Caso 3	$\phi(^{\circ})$	31,75	Valores de ensayos de Laboratorio		
	c(kN/m ²)	18,80			
Caso 4	$\phi(^{\circ})$	31,57	Valor promedio de SPT modificado		
	c(kN/m ²)	0,00			
γ_{nat} (kN/m ³)		17,50			
Parámetros de las cimentaciones					
Profundidad de desplante Df (m)		2,50			
Lado B (m)		1,00			
Ángulo de inclinación de carga $\beta(^{\circ})$		0			
Factores de capacidad de carga: Nq, Nc, Ny					
Caso 1	Nc	22,25	Caso 2	Nc	25,26
	Nq	11,85		Nq	14,27
	Ny	10,59		Ny	13,95
Caso 3	Nc	34,76	Caso 4	Nc	34,24
	Nq	22,51		Nq	22,04
	Ny	26,62		Ny	25,86
Factores de inclinación: ic, iq, iy					
Caso 1	ic	1,00	Caso 2	ic	1,00
	iq	1,00		iq	1,00
	iy	1,00		iy	1,00
Caso 3	ic	1,00	Caso 4	ic	1,00
	iq	1,00		iq	1,00
	iy	1,00		iy	1,00
Factores de profundidad: dc, dq, dy					
Caso 1	dc	1,02	Caso 2	dc	1,02
	dq	1,01		dq	1,01
	dy	1,00		dy	1,00
Caso 3	dc	1,02	Caso 4	dc	1,02
	dq	1,01		dq	1,01
	dy	1,00		dy	1,00
Factores de forma					

Dimensiones zapatas				Caso 1			Caso 2		
L(m)	B(m)	B/L	Área(m ²)	fc	fq	fy	fc	fq	fy
1,00	1,00	1,00	1,00	1,53	1,49	0,60	1,57	1,53	0,60
1,50	1,00	0,67	1,50	1,36	1,33	0,73	1,38	1,35	0,73
2,00	1,00	0,50	2,00	1,27	1,24	0,80	1,28	1,26	0,80
2,50	1,00	0,40	2,50	1,21	1,20	0,84	1,23	1,21	0,84
3,00	1,00	0,33	3,00	1,18	1,16	0,87	1,19	1,18	0,87
3,50	1,00	0,29	3,50	1,15	1,14	0,89	1,16	1,15	0,89
4,00	1,00	0,25	4,00	1,13	1,12	0,90	1,14	1,13	0,90
4,50	1,00	0,22	4,50	1,12	1,11	0,91	1,13	1,12	0,91
5,00	1,00	0,20	5,00	1,11	1,10	0,92	1,11	1,11	0,92
5,50	1,00	0,18	5,50	1,10	1,09	0,93	1,10	1,10	0,93
6,00	1,00	0,17	6,00	1,09	1,08	0,93	1,09	1,09	0,93
6,50	1,00	0,15	6,50	1,08	1,08	0,94	1,09	1,08	0,94
7,00	1,00	0,14	7,00	1,08	1,07	0,94	1,08	1,08	0,94
7,50	1,00	0,13	7,50	1,07	1,07	0,95	1,08	1,07	0,95
8,00	1,00	0,13	8,00	1,07	1,06	0,95	1,07	1,07	0,95
8,50	1,00	0,12	8,50	1,06	1,06	0,95	1,07	1,06	0,95
9,00	1,00	0,11	9,00	1,06	1,05	0,96	1,06	1,06	0,96
9,50	1,00	0,11	9,50	1,06	1,05	0,96	1,06	1,06	0,96
Factores de forma									
Dimensiones zapatas				Caso 3			Caso 4		
L(m)	B(m)	B/L	Área(m ²)	fc	fq	fy	fc	fq	fy
1,00	1,00	1,00	1,00	1,65	1,62	0,60	1,64	1,61	0,60
1,50	1,00	0,67	1,50	1,43	1,41	0,73	1,43	1,41	0,73
2,00	1,00	0,50	2,00	1,32	1,31	0,80	1,32	1,31	0,80
2,50	1,00	0,40	2,50	1,26	1,25	0,84	1,26	1,25	0,84
3,00	1,00	0,33	3,00	1,22	1,21	0,87	1,21	1,20	0,87
3,50	1,00	0,29	3,50	1,19	1,18	0,89	1,18	1,18	0,89
4,00	1,00	0,25	4,00	1,16	1,15	0,90	1,16	1,15	0,90
4,50	1,00	0,22	4,50	1,14	1,14	0,91	1,14	1,14	0,91
5,00	1,00	0,20	5,00	1,13	1,12	0,92	1,13	1,12	0,92
5,50	1,00	0,18	5,50	1,12	1,11	0,93	1,12	1,11	0,93
6,00	1,00	0,17	6,00	1,11	1,10	0,93	1,11	1,10	0,93
6,50	1,00	0,15	6,50	1,10	1,10	0,94	1,10	1,09	0,94
7,00	1,00	0,14	7,00	1,09	1,09	0,94	1,09	1,09	0,94
7,50	1,00	0,13	7,50	1,09	1,08	0,95	1,09	1,08	0,95
8,00	1,00	0,13	8,00	1,08	1,08	0,95	1,08	1,08	0,95
8,50	1,00	0,12	8,50	1,08	1,07	0,95	1,08	1,07	0,95

9,00	1,00	0,11	9,00	1,07	1,07	0,96	1,07	1,07	0,96
9,50	1,00	0,11	9,50	1,07	1,07	0,96	1,07	1,06	0,96

Capacidad de carga última (kN/m ²)							
Dimensiones zapatas				Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
L(m)	B(m)	L/B	Área(m ²)				
1,00	1,00	1,00	1,00	837,51	1038,42	2848,49	1711,46
1,50	1,00	1,50	1,50	764,41	943,87	2530,45	1541,72
2,00	1,00	2,00	2,00	727,87	896,60	2371,44	1456,85
2,50	1,00	2,50	2,50	705,94	868,24	2276,03	1405,93
3,00	1,00	3,00	3,00	691,32	849,33	2212,42	1371,98
3,50	1,00	3,50	3,50	680,88	835,82	2166,98	1347,73
4,00	1,00	4,00	4,00	673,04	825,69	2132,91	1329,54
4,50	1,00	4,50	4,50	666,95	817,81	2106,41	1315,40
5,00	1,00	5,00	5,00	662,08	811,51	2085,20	1304,08
5,50	1,00	5,50	5,50	658,09	806,35	2067,86	1294,82
6,00	1,00	6,00	6,00	654,77	802,05	2053,40	1287,11
6,50	1,00	6,50	6,50	651,96	798,42	2041,17	1280,58
7,00	1,00	7,00	7,00	649,55	795,30	2030,68	1274,98
7,50	1,00	7,50	7,50	647,46	792,60	2021,60	1270,13
8,00	1,00	8,00	8,00	645,63	790,24	2013,65	1265,89
8,50	1,00	8,50	8,50	644,02	788,15	2006,63	1262,15
9,00	1,00	9,00	9,00	642,59	786,30	2000,39	1258,82
9,50	1,00	9,50	9,50	641,31	784,64	1994,81	1255,84

Capacidad de carga admisible (kN/m ²)					FS	3	
Dimensiones zapatas				Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
L(m)	B(m)	L/B	Área(m ²)				
1,00	1,00	1,00	1,00	279,17	346,14	949,50	570,49
1,50	1,00	1,50	1,50	254,80	314,62	843,48	513,91
2,00	1,00	2,00	2,00	242,62	298,87	790,48	485,62
2,50	1,00	2,50	2,50	235,31	289,41	758,68	468,64
3,00	1,00	3,00	3,00	230,44	283,11	737,47	457,33
3,50	1,00	3,50	3,50	226,96	278,61	722,33	449,24
4,00	1,00	4,00	4,00	224,35	275,23	710,97	443,18
4,50	1,00	4,50	4,50	222,32	272,60	702,14	438,47
5,00	1,00	5,00	5,00	220,69	270,50	695,07	434,69

5,50	1,00	5,50	5,50	219,36	268,78	689,29	431,61
6,00	1,00	6,00	6,00	218,26	267,35	684,47	429,04
6,50	1,00	6,50	6,50	217,32	266,14	680,39	426,86
7,00	1,00	7,00	7,00	216,52	265,10	676,89	424,99
7,50	1,00	7,50	7,50	215,82	264,20	673,87	423,38
8,00	1,00	8,00	8,00	215,21	263,41	671,22	421,96
8,50	1,00	8,50	8,50	214,67	262,72	668,88	420,72
9,00	1,00	9,00	9,00	214,20	262,10	666,80	419,61
9,50	1,00	9,50	9,50	213,77	261,55	664,94	418,61
Capacidad de carga admisible (ton/m²)						FS	3
Dimensiones zapatas				Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
L(m)	B(m)	L/B	Área(m²)				
1,00	1,00	1,00	1,00	27,92	34,61	94,95	57,05
1,50	1,00	1,50	1,50	25,48	31,46	84,35	51,39
2,00	1,00	2,00	2,00	24,26	29,89	79,05	48,56
2,50	1,00	2,50	2,50	23,53	28,94	75,87	46,86
3,00	1,00	3,00	3,00	23,04	28,31	73,75	45,73
3,50	1,00	3,50	3,50	22,70	27,86	72,23	44,92
4,00	1,00	4,00	4,00	22,43	27,52	71,10	44,32
4,50	1,00	4,50	4,50	22,23	27,26	70,21	43,85
5,00	1,00	5,00	5,00	22,07	27,05	69,51	43,47
5,50	1,00	5,50	5,50	21,94	26,88	68,93	43,16
6,00	1,00	6,00	6,00	21,83	26,74	68,45	42,90
6,50	1,00	6,50	6,50	21,73	26,61	68,04	42,69
7,00	1,00	7,00	7,00	21,65	26,51	67,69	42,50
7,50	1,00	7,50	7,50	21,58	26,42	67,39	42,34
8,00	1,00	8,00	8,00	21,52	26,34	67,12	42,20
8,50	1,00	8,50	8,50	21,47	26,27	66,89	42,07
9,00	1,00	9,00	9,00	21,42	26,21	66,68	41,96
9,50	1,00	9,50	9,50	21,38	26,15	66,49	41,86

Anexo 8. Cálculo de asentamientos del eje H de cimentaciones.

DIMENSIONES							
ZAPATA Z35							
B (m)	1,5						
L (m)	1,5						
eB (m)	0,00						
eL (m)	0,00						
B' (m)	1,50						
L' (m)	1,50						
h (m)	0,35						
A (m ²)	2,25						
Columnas y Pantallas	CH1	-					
Q servicio (ton)	23,70						
Q neta(ton)	21,25						
CONDICIONES		PROFUNDIDAD					
SUELO DE CIMENTACIÓN		(m)					
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 1	0,3				
H(m)	0,3						
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 2	2				
H(m)	1,7						
γ _{nat} (ton/m ³)	1,82	Estrato 3	15				
H(m)	13						
Df (m)		1,40					
Po (ton/m ²)		5,37					
Pc (ton/m ²)		29,00					
Cs		0,046					
Cc		0,472					
P (ton/m²)	9,44	P' (ton/m²)	9,44				
CÁLCULO DE INCREMENTO DE PRESIÓN PROMEDIO							
z (m)	B/2	L/2	m	n	Δp (ton/m ²)	%P	Δp prom(ton/m ²)
0,01	0,75	0,75	75,00	75,00	9,44	100	
0,25	0,75	0,75	3,00	3,00	9,22	98	
0,50	0,75	0,75	1,50	1,50	8,15	86	
0,75	0,75	0,75	1,00	1,00	6,62	70	
1,00	0,75	0,75	0,75	0,75	5,18	55	

1,25	0,75	0,75	0,60	0,60	4,04	43			
1,50	0,75	0,75	0,50	0,50	3,17	34			
1,75	0,75	0,75	0,43	0,43	2,53	27			
2,00	0,75	0,75	0,38	0,38	2,05	22			
2,25	0,75	0,75	0,33	0,33	1,69	18			
2,50	0,75	0,75	0,30	0,30	1,41	15			
2,75	0,75	0,75	0,27	0,27	1,19	13			
3,00	0,75	0,75	0,25	0,25	1,02	11			
3,25	0,75	0,75	0,23	0,23	0,88	9			
CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS									
METODOLOGÍA 1				METODOLOGÍA 2					
P (kN/m ²)	94,44			P (MPa)	0,09				
B (m)	1,50			B (mm)	1500				
L (m)	1,50			L (mm)	1500				
Df (m)	1,40			v(-)	0,35				
h ciclopeo(m)	0,30			A (mm ²)	2250000				
t (m)	0,65			L/B	1				
Eccto (kPa)	21538106			Es (Mpa)	100,00				
Eo (kPa)	29109			Bz (-) Rígido	1,08				
ke (kPa/m)	14035			Bz (-) Flexible	1,06				
v (-)	0,35			Se (mm) C.rígida	1,15				
H (m)	3,25			Se (mm) C.flexible	1,17				
Be	1,69			Método 1 $Se = \left(\frac{P * Be * Ig * If * Ie(1 - v^2)}{Eo} \right)$ Método 2 $Se = \frac{P(1 - v^2)\sqrt{A}}{Es * Bz}$					
β	1,23								
H/Be	1,92								
Ig	0,58								
If	0,786								
Ie	0,870								
Se (m)	0,002								
Se (mm)	1,91								
ASENTAMIENTO									
POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA									
Po	Δp	Po+Δp		Pc					
(ton/m2)	(ton/m2)	(ton/m2)		(ton/m2)					
5,37	3,62	8,99		29,00					
Método de	H	Cs		e_o					
cálculo	(m)	(-)		(-)					

$po+\Delta p < Pc$	3,25	0,046	1,45
Sp (mm)	13,67		

DIMENSIONES							
ZAPATA Z36							
B (m)	1,5						
L (m)	1,5						
eB (m)	0,00						
eL (m)	0,00						
B' (m)	1,50						
L' (m)	1,50						
h (m)	0,35						
A (m ²)	2,25						
Columnas y Pantallas	CH2						
Q servicio (ton)	55,46						
Q neta(ton)	52,66						
CONDICIONES			PROFUNDIDAD				
SUELO DE CIMENTACIÓN		(m)					
γ_{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 1	0,3				
H(m)	0,3						
γ_{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 2	2				
H(m)	1,7						
γ_{nat} (ton/m ³)	1,82	Estrato 3	15				
H(m)	13						
Df (m)		1,60					
Po (ton/m ²)		5,73					
Pc (ton/m ²)		29,00					
Cs		0,046					
Cc		0,472					
P (ton/m²)	23,40	P' (ton/m²)	23,40				
CÁLCULO DE INCREMENTO DE PRESIÓN PROMEDIO							
z (m)	B/2	L/2	m	n	Δp (ton/m²)	%P	Δp prom(ton/m²)
0,01	0,75	0,75	75,00	75,00	23,40	100	
0,25	0,75	0,75	3,00	3,00	22,84	98	
0,50	0,75	0,75	1,50	1,50	20,19	86	8,98

0,75	0,75	0,75	1,00	1,00	16,40	70				
1,00	0,75	0,75	0,75	0,75	12,85	55				
1,25	0,75	0,75	0,60	0,60	10,01	43				
1,50	0,75	0,75	0,50	0,50	7,87	34				
1,75	0,75	0,75	0,43	0,43	6,28	27				
2,00	0,75	0,75	0,38	0,38	5,09	22				
2,25	0,75	0,75	0,33	0,33	4,19	18				
2,50	0,75	0,75	0,30	0,30	3,50	15				
2,75	0,75	0,75	0,27	0,27	2,96	13				
3,00	0,75	0,75	0,25	0,25	2,53	11				
3,25	0,75	0,75	0,23	0,23	2,19	9				
CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS										
METODOLOGÍA 1			METODOLOGÍA 2							
P (kN/m ²)	234,04		P (MPa)	0,23						
B (m)	1,50		B (mm)	1500						
L (m)	1,50		L (mm)	1500						
Df (m)	1,60		v(-)	0,35						
h ciclópeo(m)	0,30		A (mm ²)	2250000						
t (m)	0,65		L/B	1						
Eccto (kPa)	21538106		Es (Mpa)	100,00						
Eo (kPa)	31916		Bz (-) Rígido	1,08						
ke (kPa/m)	14035		Bz (-) Flexible	1,06						
v (-)	0,35		Se (mm) C.rígida	2,85						
H (m)	3,25		Se (mm) C.flexible	2,91						
Be	1,69		Método 1 $Se = \left(\frac{P * Be * Ig * If * Ie(1 - v^2)}{Eo} \right)$ Método 2 $Se = \frac{P(1 - v^2)\sqrt{A}}{Es * Bz}$							
B	1,34									
H/Be	1,92									
Ig	0,59									
If	0,786									
Ie	0,870									
Se (m)	0,004									
Se (mm)	4,39									
ASENTAMIENTO										
POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA										
Po	Δp	Po+Δp		Pc						
(ton/m2)	(ton/m2)	(ton/m2)		(ton/m2)						
5,73	8,98	14,71		29,00						

Método de	H	Cs	e_o
cálculo	(m)	(-)	(-)
po+Δp < Pc	3,25	0,046	1,45
Sp (mm)	24,99		

DIMENSIONES							
ZAPATA Z37							
B (m)	1,50	<p>E1(Pt) H=0.3m</p> <p>E2(ML) H=1.7m</p> <p>E3(GM) H=1.3m</p> <p>Df=1.5m</p>					
L (m)	1,50						
eB (m)	0,00						
eL (m)	0,00						
B' (m)	1,50						
L' (m)	1,50						
h (m)	0,35						
A (m ²)	2,25						
Columnas y	CH3						
Pantallas	-						
Q servicio (ton)	52,25						
Q neta(ton)	49,63						
CONDICIONES		PROFUNDIDAD					
SUELO DE CIMENTACIÓN		(m)					
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 1	0,3				
H(m)	0,3						
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 2	2				
H(m)	1,7						
γ _{nat} (ton/m ³)	1,82	Estrato 3	15				
H(m)	13						
Df (m)		1,50					
Po (ton/m ²)		5,55					
Pc (ton/m ²)		29,00					
Cs		0,046					
Cc		0,472					
P (ton/m²)	22,06	P' (ton/m²)	22,06				
CÁLCULO DE INCREMENTO DE PRESIÓN PROMEDIO							
z (m)	B/2	L/2	m	n	Δp (ton/m ²)	%P	Δp prom(ton/m ²)
0,01	0,75	0,75	75,00	75,00	22,06	100	8,46

0,25	0,75	0,75	3,00	3,00	21,52	98
0,50	0,75	0,75	1,50	1,50	19,03	86
0,75	0,75	0,75	1,00	1,00	15,46	70
1,00	0,75	0,75	0,75	0,75	12,11	55
1,25	0,75	0,75	0,60	0,60	9,43	43
1,50	0,75	0,75	0,50	0,50	7,41	34
1,75	0,75	0,75	0,43	0,43	5,91	27
2,00	0,75	0,75	0,38	0,38	4,79	22
2,25	0,75	0,75	0,33	0,33	3,95	18
2,50	0,75	0,75	0,30	0,30	3,30	15
2,75	0,75	0,75	0,27	0,27	2,79	13
3,00	0,75	0,75	0,25	0,25	2,38	11
3,25	0,75	0,75	0,23	0,23	2,06	9

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS

METODOLOGÍA 1		METODOLOGÍA 2			
P (kN/m ²)	220,56	P (MPa)	0,22		
B (m)	1,50	B (mm)	1500		
L (m)	1,50	L (mm)	1500		
Df (m)	1,50	v(-)	0,35		
hciólopeo(m)	0,00	A (mm ²)	2250000		
t (m)	0,35	L/B	1		
Eccto (kPa)	21538106	Es (Mpa)	100,00		
Eo (kPa)	30513	Bz (-) Rígido	1,08		
ke (kPa/m)	14035	Bz (-) Flexible	1,06		
v (-)	0,35	Se (mm) C.rígida	2,69		
H (m)	3,25	Se (mm) C.flexible	2,74		
Be	1,69	Método 1 $Se = \left(\frac{P * Be * Ig * If * Ie(1 - v^2)}{Eo} \right)$ Método 2 $Se = \frac{P(1 - v^2)\sqrt{A}}{Es * Bz}$			
β	1,28				
H/Be	1,92				
Ig	0,58				
If	0,788				
Ie	0,873				
Se (m)	0,004				
Se (mm)	4,29				
ASENTAMIENTO					
POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA					
Po	Δp	Po+Δp	Pc		

(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)
5,55	8,46	14,01	29,00
Método de	H	Cs	e_o
cálculo	(m)	(-)	(-)
po+Δp < Pc	3,25	0,046	1,45
Sp (mm)		24,55	

DIMENSIONES				
ZAPATA Z38				
B (m)	3,60			
L (m)	3,65			
eB (m)	0,01			
eL (m)	0,24			
B' (m)	3,57			
L' (m)	3,16			
h (m)	0,45			
A (m ²)	13,14			
Columnas y	CH4-PT41			
Pantallas	PT-H2			
Q servicio (ton)	235,41			
Q neta(ton)	232,61			
CONDICIONES			PROFUNDIDAD	
SUELO DE CIMENTACIÓN			(m)	
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 1	0,3	
H(m)	0,3			
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 2	2	
H(m)	1,7			
γ _{nat} (ton/m ³)	1,82	Estrato 3	15	
H(m)	13			
Df (m)		1,60		
Po (ton/m ²)		9,60		
Pc (ton/m ²)		29,00		
Cs		0,046		
Cc		0,472		
P (ton/m²)	17,70	P' (ton/m²)	20,61	

CÁLCULO DE INCREMENTO DE PRESIÓN PROMEDIO							
z (m)	B/2	L/2	m	n	Δp (ton/m²)	%P	Δp prom(ton/m²)
0,01	1,80	1,83	180,00	182,50	17,70	100	7,03
0,25	1,80	1,83	7,20	7,30	17,67	100	
0,50	1,80	1,83	3,60	3,65	17,45	99	
0,75	1,80	1,83	2,40	2,43	16,94	96	
1,00	1,80	1,83	1,80	1,83	16,12	91	
1,25	1,80	1,83	1,44	1,46	15,09	85	
1,50	1,80	1,83	1,20	1,22	13,92	79	
1,75	1,80	1,83	1,03	1,04	12,71	72	
2,00	1,80	1,83	0,90	0,91	11,52	65	
2,25	1,80	1,83	0,80	0,81	10,41	59	
2,50	1,80	1,83	0,72	0,73	9,39	53	
2,75	1,80	1,83	0,65	0,66	8,46	48	
3,00	1,80	1,83	0,60	0,61	7,63	43	
3,25	1,80	1,83	0,55	0,56	6,90	39	
3,50	1,80	1,83	0,51	0,52	6,25	35	
3,75	1,80	1,83	0,48	0,49	5,67	32	
4,00	1,80	1,83	0,45	0,46	5,16	29	
4,25	1,80	1,83	0,42	0,43	4,71	27	
4,50	1,80	1,83	0,40	0,41	4,31	24	
4,75	1,80	1,83	0,38	0,38	3,96	22	
5,00	1,80	1,83	0,36	0,37	3,64	21	
5,25	1,80	1,83	0,34	0,35	3,36	19	
5,50	1,80	1,83	0,33	0,33	3,11	18	
5,75	1,80	1,83	0,31	0,32	2,88	16	
6,00	1,80	1,83	0,30	0,30	2,68	15	
6,25	1,80	1,83	0,29	0,29	2,49	14	
6,50	1,80	1,83	0,28	0,28	2,33	13	
6,75	1,80	1,83	0,27	0,27	2,18	12	
7,00	1,80	1,83	0,26	0,26	2,04	12	
7,25	1,80	1,83	0,25	0,25	1,91	11	
7,50	1,80	1,83	0,24	0,24	1,80	10	
CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS							
METODOLOGÍA 1				METODOLOGÍA 2			
P (kN/m ²)			177,02	P (MPa)			0,18

B (m)	3,60	B (mm)	3600
L (m)	3,65	L (mm)	3650
Df (m)	1,60	v(-)	0,35
h ciclópeo(m)	0,00	A (mm ²)	13140000
t (m)	0,45	L/B	1,01
Eccto (kPa)	21538106	Es (Mpa)	100,00
Eo (kPa)	31916	Bz (-) Rígido	1,0803
ke (kPa/m)	14035	Bz (-) Flexible	1,0604
v (-)	0,35	Se (mm) C.rígida	5,21
H (m)	7,50	Se (mm) C.flexible	5,31
Be	4,09	Método 1 $Se = \left(\frac{P * Be * Ig * If * Ie(1 - v^2)}{Eo} \right)$ Método 2 $Se = \frac{P(1 - v^2)\sqrt{A}}{Es * Bz}$	
B	0,56		
H/Be	1,83		
Ig	0,44		
If	0,809		
Ie	0,907		
Se (m)	0,006		
Se (mm)	6,43		

ASENTAMIENTO

POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

Po	Δp	Po+Δp	Pc
(ton/m2)	(ton/m2)	(ton/m2)	(ton/m2)
9,60	7,03	16,63	29,00
Método de cálculo	H	Cs	e _o
(-)	(m)	(-)	(-)
po+Δp < Pc	7,50	0,046	1,45
Sp (mm)		33,61	

DIMENSIONES		
ZAPATA Z39		
B (m)	2,68	
L (m)	4,00	
eB (m)	0,11	
eL (m)	0,01	
B' (m)	2,47	
L' (m)	3,99	
h (m)	0,45	

A (m ²)	10,72						
Columnas y	CH5-PTH3						
Pantallas	PTH3						
Q servicio (ton)	226,37						
Q neta(ton)	222,32						
CONDICIONES						PROFUNDIDAD	
SUELO DE CIMENTACIÓN						(m)	
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 1	0,3				
H(m)	0,3						
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 2	2				
H(m)	1,7						
γ _{nat} (ton/m ³)	1,82	Estrato 3	15				
H(m)	13						
D _f (m)		2,30					
P _o (ton/m ²)		10,19					
P _c (ton/m ²)		29,00					
C _s		0,046					
C _c		0,472					
P (ton/m²)		20,74	P' (ton/m²)		22,57		
CÁLCULO DE INCREMENTO DE PRESIÓN PROMEDIO							
z (m)	B/2	L/2	m	n	Δp (ton/m²)	%P	Δp prom(ton/m²)
0,01	1,34	2,00	134,00	200,00	20,74	100	8,19
0,25	1,34	2,00	5,36	8,00	20,67	100	
0,50	1,34	2,00	2,68	4,00	20,27	98	
0,75	1,34	2,00	1,79	2,67	19,40	94	
1,00	1,34	2,00	1,34	2,00	18,12	87	
1,25	1,34	2,00	1,07	1,60	16,62	80	
1,50	1,34	2,00	0,89	1,33	15,04	73	
1,75	1,34	2,00	0,77	1,14	13,50	65	
2,00	1,34	2,00	0,67	1,00	12,07	58	
2,25	1,34	2,00	0,60	0,89	10,77	52	
2,50	1,34	2,00	0,54	0,80	9,61	46	
2,75	1,34	2,00	0,49	0,73	8,59	41	
3,00	1,34	2,00	0,45	0,67	7,69	37	
3,25	1,34	2,00	0,41	0,62	6,91	33	
3,50	1,34	2,00	0,38	0,57	6,22	30	

3,75	1,34	2,00	0,36	0,53	5,63	27			
4,00	1,34	2,00	0,34	0,50	5,10	25			
4,25	1,34	2,00	0,32	0,47	4,64	22			
4,50	1,34	2,00	0,30	0,44	4,24	20			
4,75	1,34	2,00	0,28	0,42	3,88	19			
5,00	1,34	2,00	0,27	0,40	3,56	17			
5,25	1,34	2,00	0,26	0,38	3,28	16			
5,50	1,34	2,00	0,24	0,36	3,03	15			
5,75	1,34	2,00	0,23	0,35	2,80	14			
6,00	1,34	2,00	0,22	0,33	2,60	13			
6,25	1,34	2,00	0,21	0,32	2,42	12			
6,50	1,34	2,00	0,21	0,31	2,26	11			
6,75	1,34	2,00	0,20	0,30	2,11	10			
CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS									
METODOLOGÍA 1				METODOLOGÍA 2					
P (kN/m ²)	207,39			P (MPa)	0,21				
B (m)	2,68			B (mm)	2680				
L (m)	4,00			L (mm)	4000				
Df (m)	2,30			v(-)	0,35				
h ciclópeo(m)	0,60			A (mm ²)	10720000				
t (m)	1,05			L/B	1,49				
Eccto (kPa)	21538106			Es (Mpa)	100,00				
Eo (kPa)	41741			Bz (-) Rígido	1,09				
ke (kPa/m)	14035			Bz (-) Flexible	1,075				
v (-)	0,35			Se (mm) C.rígida	5,47				
H (m)	6,75			Se (mm) C.flexible	5,54				
Be	3,69			Método 1 $Se = \left(\frac{P * Be * Ig * If * Ie(1 - v^2)}{Eo} \right)$ Método 2 $Se = \frac{P(1 - v^2)\sqrt{A}}{Es * Bz}$					
β	0,80								
H/Be	1,83								
Ig	0,52								
If	0,787								
Ie	0,895								
Se (m)	0,006								
Se (mm)	5,90								
ASENTAMIENTO									
POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA									
Po	Δp		Po+Δp		Pc				

(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)
10,19	8,19	18,37	29,00
Método de	H	Cs	e_o
cálculo	(m)	(-)	(-)
po+Δp < Pc	6,75	0,046	1,45
Sp (mm)		32,46	

DIMENSIONES			
ZAPATA Z40			
B (m)	3,63		
L (m)	3,73		
eB (m)	0,25		
eL (m)	0,11		
B' (m)	3,13		
L' (m)	3,52		
h (m)	0,45		
A (m ²)	13,54		
Columnas y	CH6-CHT		
Pantallas	PTH4-PT61		
Q servicio (ton)	249,78		
Q neta(ton)	245,55		
CONDICIONES		PROFUNDIDAD	
SUELO DE CIMENTACIÓN		(m)	
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 1	0,3
H(m)	0,3		
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 2	2
H(m)	1,7		
γ _{nat} (ton/m ³)	1,82	Estrato 3	15
H(m)	13		
Df (m)		2,40	
Po (ton/m ²)		11,05	
Pc (ton/m ²)		29,00	
Cs		0,046	
Cc		0,472	
P (ton/m²)	18,14	P' (ton/m²)	22,29

CÁLCULO DE INCREMENTO DE PRESIÓN PROMEDIO							
z (m)	B/2	L/2	m	n	Δp (ton/m²)	%P	Δp prom(ton/m²)
0,01	1,82	1,87	181,50	186,50	18,14	100	7,29
0,25	1,82	1,87	7,26	7,46	18,10	100	
0,50	1,82	1,87	3,63	3,73	17,89	99	
0,75	1,82	1,87	2,42	2,49	17,38	96	
1,00	1,82	1,87	1,82	1,87	16,58	91	
1,25	1,82	1,87	1,45	1,49	15,54	86	
1,50	1,82	1,87	1,21	1,24	14,37	79	
1,75	1,82	1,87	1,04	1,07	13,15	72	
2,00	1,82	1,87	0,91	0,93	11,95	66	
2,25	1,82	1,87	0,81	0,83	10,81	60	
2,50	1,82	1,87	0,73	0,75	9,76	54	
2,75	1,82	1,87	0,66	0,68	8,81	49	
3,00	1,82	1,87	0,61	0,62	7,96	44	
3,25	1,82	1,87	0,56	0,57	7,20	40	
3,50	1,82	1,87	0,52	0,53	6,53	36	
3,75	1,82	1,87	0,48	0,50	5,93	33	
4,00	1,82	1,87	0,45	0,47	5,41	30	
4,25	1,82	1,87	0,43	0,44	4,94	27	
4,50	1,82	1,87	0,40	0,41	4,52	25	
4,75	1,82	1,87	0,38	0,39	4,15	23	
5,00	1,82	1,87	0,36	0,37	3,82	21	
5,25	1,82	1,87	0,35	0,36	3,53	19	
5,50	1,82	1,87	0,33	0,34	3,26	18	
5,75	1,82	1,87	0,32	0,32	3,03	17	
6,00	1,82	1,87	0,30	0,31	2,81	16	
6,25	1,82	1,87	0,29	0,30	2,62	14	
6,50	1,82	1,87	0,28	0,29	2,45	13	
6,75	1,82	1,87	0,27	0,28	2,29	13	
7,00	1,82	1,87	0,26	0,27	2,15	12	
7,25	1,82	1,87	0,25	0,26	2,01	11	
7,50	1,82	1,87	0,24	0,25	1,89	10	
CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS							
METODOLOGÍA 1				METODOLOGÍA 2			
P (kN/m²)			181,35	P (MPa)			0,18

B (m)	3,63	B (mm)	3630
L (m)	3,73	L (mm)	3730
Df (m)	2,40	v(-)	0,35
h ciclópeo(m)	0,55	A (mm ²)	13539900
t (m)	1,00	L/B	1,03
Eccto (kPa)	21538106	Es (Mpa)	100,00
Eo (kPa)	43144	Bz (-) Rígido	1,0806
ke (kPa/m)	14035	Bz (-) Flexible	1,0608
v (-)	0,35	Se (mm) C.rígida	5,42
H (m)	7,50	Se (mm) C.flexible	5,52
Be	4,15	Método 1 $Se = \left(\frac{P * Be * Ig * If * Ie(1 - v^2)}{Eo} \right)$ Método 2 $Se = \frac{P(1 - v^2)\sqrt{A}}{Es * Bz}$	
B	0,74		
H/Be	1,81		
Ig	0,49		
If	0,788		
Ie	0,900		
Se (m)	0,005		
Se (mm)	5,33		

ASENTAMIENTO

POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA

Po	Δp	Po+Δp	Pc
(ton/m2)	(ton/m2)	(ton/m2)	(ton/m2)
11,05	7,29	18,35	29,00
Método de	H	Cs	e _o
Cálculo	(m)	(-)	(-)
po+Δp < Pc	7,50	0,046	1,45
Sp (mm)		30,99	

DIMENSIONES		ZAPATA Z41	
B (m)	3,63	E1(Pt) H=0.3m	
L (m)	4,68	E2(ML) H=1.7m	
eB (m)	0,32		
eL (m)	0,75		
B' (m)	2,99		
L' (m)	3,17	E3(GM) H=13m	
h (m)	0,45		

A (m ²)	16,99						
Columnas y	CH8-PTH1						
Pantallas	PT81						
Q servicio (ton)	203,27						
Q neta(ton)	198,68						
CONDICIONES						PROFUNDIDAD	
SUELO DE CIMENTACIÓN						(m)	
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 1		0,3			
H(m)	0,3						
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 2		2			
H(m)	1,7						
γ _{nat} (ton/m ³)	1,82	Estrato 3		15			
H(m)	13						
D _f (m)		2,60					
P _o (ton/m ²)		12,33					
P _c (ton/m ²)		29,00					
C _s		0,046					
C _c		0,472					
P (ton/m²)		11,69	P' (ton/m²)		21,48		
CÁLCULO DE INCREMENTO DE PRESIÓN PROMEDIO							
z (m)	B/2	L/2	m	n	Δp (ton/m²)	%P	Δp prom(ton/m²)
0,01	1,82	2,34	181,50	234,00	11,69	100	4,64
0,25	1,82	2,34	7,26	9,36	11,68	100	
0,50	1,82	2,34	3,63	4,68	11,57	99	
0,75	1,82	2,34	2,42	3,12	11,31	97	
1,00	1,82	2,34	1,82	2,34	10,89	93	
1,25	1,82	2,34	1,45	1,87	10,33	88	
1,50	1,82	2,34	1,21	1,56	9,68	83	
1,75	1,82	2,34	1,04	1,34	8,99	77	
2,00	1,82	2,34	0,91	1,17	8,29	71	
2,25	1,82	2,34	0,81	1,04	7,60	65	
2,50	1,82	2,34	0,73	0,94	6,95	59	
2,75	1,82	2,34	0,66	0,85	6,35	54	
3,00	1,82	2,34	0,61	0,78	5,80	50	
3,25	1,82	2,34	0,56	0,72	5,29	45	

3,50	1,82	2,34	0,52	0,67	4,84	41
3,75	1,82	2,34	0,48	0,62	4,43	38
4,00	1,82	2,34	0,45	0,59	4,07	35
4,25	1,82	2,34	0,43	0,55	3,74	32
4,50	1,82	2,34	0,40	0,52	3,44	29
4,75	1,82	2,34	0,38	0,49	3,17	27
5,00	1,82	2,34	0,36	0,47	2,93	25
5,25	1,82	2,34	0,35	0,45	2,72	23
5,50	1,82	2,34	0,33	0,43	2,53	22
5,75	1,82	2,34	0,32	0,41	2,35	20
6,00	1,82	2,34	0,30	0,39	2,19	19
6,25	1,82	2,34	0,29	0,37	2,05	17
6,50	1,82	2,34	0,28	0,36	1,91	16
6,75	1,82	2,34	0,27	0,35	1,79	15
7,00	1,82	2,34	0,26	0,33	1,68	14
7,25	1,82	2,34	0,25	0,32	1,58	14
7,50	1,82	2,34	0,24	0,31	1,49	13
7,75	1,82	2,34	0,23	0,30	1,41	12
8,00	1,82	2,34	0,23	0,29	1,33	11
8,25	1,82	2,34	0,22	0,28	1,26	11
8,50	1,82	2,34	0,21	0,28	1,19	10

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS

METODOLOGÍA 1		METODOLOGÍA 2	
P (kN/m ²)	116,95	P (MPa)	0,12
B (m)	3,63	B (mm)	3630
L (m)	4,68	L (mm)	4680
Df (m)	2,60	v(-)	0,35
hciólopeo(m)	0,00	A (mm ²)	16988400
t (m)	0,45	L/B	1,29
Eccto (kPa)	21538106	Es (Mpa)	100,00
Eo (kPa)	45951	Bz (-) Rígido	1,0858
ke (kPa/m)	14035	Bz (-) Flexible	1,0687
v (-)	0,35	Se (mm) C.rígida	3,90
H (m)	8,50	Se (mm) C.flexible	3,96
Be	4,65	Método 1	
β	0,70		

$$Se = \left(\frac{P * Be * Ig * If * Ie(1 - v^2)}{Eo} \right)$$

H/Be	1,83	Método 2	$S_e = \frac{P(1 - \nu^2)\sqrt{A}}{E_s * B_z}$
lg	0,49		
If	0,826		
le	0,912		
Se (m)	0,004		
Se (mm)	3,84		
ASENTAMIENTO			
POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA			
Po	Δp	Po+Δp	Pc
(ton/m2)	(ton/m2)	(ton/m2)	(ton/m2)
12,33	4,64	16,97	29,00
Método de	H	Cs	e_o
Cálculo	(m)	(-)	(-)
po+Δp < Pc	8,50	0,046	1,45
Sp (mm)	22,14		

DIMENSIONES		
ZAPATA Z42		
B (m)	2,40	
L (m)	2,50	
eB (m)	0,14	
eL (m)	0,00	
B' (m)	2,11	
L' (m)	2,50	
h (m)	0,45	
A (m ²)	6,00	
Columnas y	CH9	
Pantallas	-	
Q servicio (ton)	136,87	
Q neta(ton)	131,91	
CONDICIONES		PROFUNDIDAD
SUELO DE CIMENTACIÓN		(m)
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 1
H(m)	0,3	
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 2
H(m)	1,7	

γ _{nat} (ton/m ³)		1,82		Estrato 3		15	
H(m)		13					
D _f (m)				2,80			
P _o (ton/m ²)				9,51			
P _c (ton/m ²)				29,00			
C _s				0,046			
C _c				0,472			
P (ton/m ²)		21,99		P' (ton/m ²)		24,97	
CÁLCULO DE INCREMENTO DE PRESIÓN PROMEDIO							
z (m)	B/2	L/2	m	n	Δp (ton/m ²)	%P	Δp prom(ton/m ²)
0,01	1,20	1,25	120,00	125,00	21,99	100	8,83
0,25	1,20	1,25	4,80	5,00	21,85	99	
0,50	1,20	1,25	2,40	2,50	21,07	96	
0,75	1,20	1,25	1,60	1,67	19,48	89	
1,00	1,20	1,25	1,20	1,25	17,40	79	
1,25	1,20	1,25	0,96	1,00	15,18	69	
1,50	1,20	1,25	0,80	0,83	13,09	60	
1,75	1,20	1,25	0,69	0,71	11,23	51	
2,00	1,20	1,25	0,60	0,63	9,64	44	
2,25	1,20	1,25	0,53	0,56	8,30	38	
2,50	1,20	1,25	0,48	0,50	7,18	33	
2,75	1,20	1,25	0,44	0,45	6,25	28	
3,00	1,20	1,25	0,40	0,42	5,47	25	
3,25	1,20	1,25	0,37	0,38	4,82	22	
3,50	1,20	1,25	0,34	0,36	4,27	19	
3,75	1,20	1,25	0,32	0,33	3,80	17	
4,00	1,20	1,25	0,30	0,31	3,40	15	
4,25	1,20	1,25	0,28	0,29	3,06	14	
4,50	1,20	1,25	0,27	0,28	2,77	13	
4,75	1,20	1,25	0,25	0,26	2,51	11	
5,00	1,20	1,25	0,24	0,25	2,29	10	
CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS							
METODOLOGÍA 1				METODOLOGÍA 2			
P (kN/m ²)		219,86		P (MPa)		0,22	
B (m)		2,40		B (mm)		2400	
L (m)		2,50		L (mm)		2500	

Df (m)	2,80	v(-)	0,35		
h ciclópeo(m)	0,00	A (mm ²)	6000000		
t (m)	0,45	L/B	1,04		
Eccto (kPa)	21538106	Es (Mpa)	100,00		
Eo (kPa)	48758	Bz (-) Rígido	1,0808		
ke (kPa/m)	14035	Bz (-) Flexible	1,0613		
v (-)	0,35	Se (mm) C.rígida	4,37		
H (m)	5,00	Se (mm) C.flexible	4,45		
Be	2,76	Método 1 $Se = \left(\frac{P * Be * Ig * If * Ie(1 - v^2)}{Eo} \right)$ Método 2 $Se = \frac{P(1 - v^2)\sqrt{A}}{Es * Bz}$			
B	1,26				
H/Be	1,81				
Ig	0,58				
If	0,794				
Ie	0,890				
Se (m)	0,004				
Se (mm)	4,49				
ASENTAMIENTO					
POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA					
Po	Δp	Po+Δp	Pc		
(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)		
9,51	8,83	18,34	29,00		
Método de cálculo	H	Cs	e_o		
	(m)	(-)	(-)		
po+Δp < Pc	5,00	0,046	1,45		
Sp (mm)		26,79			

DIMENSIONES		
ZAPATA Z43		
B (m)	2,00	
L (m)	11,60	
eB (m)	0,00	
eL (m)	0,14	
B' (m)	2,00	
L' (m)	11,33	

h (m)	0,45						
A (m ²)	23,20						
Columnas y	PT101-PT102						
Pantallas	CJ10						
Q servicio (ton)	591,41						
Q neta(ton)	586,27						
CONDICIONES		PROFUNDIDAD					
SUELO DE CIMENTACIÓN		(m)					
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 1					
H(m)	0,3						
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 2					
H(m)	1,7						
γ _{nat} (ton/m ³)	1,82	Estrato 3					
H(m)	13						
D _f (m)	2,90						
P _o (ton/m ²)	13,33						
P _c (ton/m ²)	29,00						
C _s	0,046						
C _c	0,472						
P (ton/m²)	25,27	P' (ton/m²)					
		25,88					
CÁLCULO DE INCREMENTO DE PRESIÓN PROMEDIO							
z (m)	B/2	L/2	m	N	Δp (ton/m²)	%P	Δp prom(ton/m²)
0,01	1,00	5,80	100,00	580,00	25,27	100	8,97
0,25	1,00	5,80	4,00	23,20	25,11	99	
0,50	1,00	5,80	2,00	11,60	24,25	96	
0,75	1,00	5,80	1,33	7,73	22,64	90	
1,00	1,00	5,80	1,00	5,80	20,67	82	
1,25	1,00	5,80	0,80	4,64	18,68	74	
1,50	1,00	5,80	0,67	3,87	16,85	67	
1,75	1,00	5,80	0,57	3,31	15,23	60	
2,00	1,00	5,80	0,50	2,90	13,82	55	
2,25	1,00	5,80	0,44	2,58	12,60	50	
2,50	1,00	5,80	0,40	2,32	11,55	46	
2,75	1,00	5,80	0,36	2,11	10,62	42	
3,00	1,00	5,80	0,33	1,93	9,81	39	

3,25	1,00	5,80	0,31	1,78	9,10	36
3,50	1,00	5,80	0,29	1,66	8,46	33
3,75	1,00	5,80	0,27	1,55	7,89	31
4,00	1,00	5,80	0,25	1,45	7,38	29
4,25	1,00	5,80	0,24	1,36	6,91	27
4,50	1,00	5,80	0,22	1,29	6,49	26
4,75	1,00	5,80	0,21	1,22	6,10	24
5,00	1,00	5,80	0,20	1,16	5,75	23
5,25	1,00	5,80	0,19	1,10	5,43	21
5,50	1,00	5,80	0,18	1,05	5,13	20
5,75	1,00	5,80	0,17	1,01	4,85	19
6,00	1,00	5,80	0,17	0,97	4,60	18
6,25	1,00	5,80	0,16	0,93	4,36	17
6,50	1,00	5,80	0,15	0,89	4,14	16
6,75	1,00	5,80	0,15	0,86	3,94	16
7,00	1,00	5,80	0,14	0,83	3,75	15
7,25	1,00	5,80	0,14	0,80	3,57	14
7,50	1,00	5,80	0,13	0,77	3,40	13
7,75	1,00	5,80	0,13	0,75	3,24	13
8,00	1,00	5,80	0,13	0,73	3,10	12
8,25	1,00	5,80	0,12	0,70	2,96	12
8,50	1,00	5,80	0,12	0,68	2,83	11
8,75	1,00	5,80	0,11	0,66	2,71	11
9,00	1,00	5,80	0,11	0,64	2,60	10

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS

METODOLOGÍA 1		METODOLOGÍA 2	
P (kN/m ²)	252,70	P (MPa)	0,25
B (m)	2,00	B (mm)	2000
L (m)	11,60	L (mm)	11600
Df (m)	2,90	v(-)	0,35
h ciclópeo(m)	0,00	A (mm ²)	23200000
t (m)	0,45	L/B	5,80
Eccto (kPa)	21538106	Es (Mpa)	100,00
Eo (kPa)	50162	Bz (-) Rígido	1,2672
ke (kPa/m)	14035	Bz (-) Flexible	1,2504
v (-)	0,35	Se (mm) C.rígida	8,43

H (m)	9,00	Se (mm) C.flexible	8,54
Be	5,43	Método 1	$Se = \left(\frac{P * Be * Ig * If * Ie(1 - v^2)}{Eo} \right)$
β	0,66		
H/Be	1,66		
Ig	0,48		
If	0,849	Método 2	
Ie	0,919		
Se (m)	0,009	$Se = \frac{P(1 - v^2)\sqrt{A}}{Es * Bz}$	
Se (mm)	9,00		
ASENTAMIENTO			
POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA			
Po	Δp	Po+Δp	Pc
(ton/m2)	(ton/m2)	(ton/m2)	(ton/m2)
13,33	8,97	22,30	29,00
Método de	H	Cs	e_o
cálculo	(m)	(-)	(-)
po+Δp < Pc	9,00	0,046	1,45
Sp (mm)		37,77	

DIMENSIONES		
ZAPATA Z44		
B (m)	3,25	
L (m)	4,70	
eB (m)	0,19	
eL (m)	0,32	
B' (m)	2,86	
L' (m)	4,06	
h (m)	0,45	
A (m ²)	15,28	
Columnas y	PT111	
Pantallas	PTH2	
Q servicio (ton)	273,48	
Q neta(ton)	268,34	
CONDICIONES		PROFUNDIDAD
SUELO DE CIMENTACIÓN		(m)
γ_{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 1
		0,3

H(m)	0,3						
γ_{nat} (ton/m ³)	1,75	Estrato 2		2			
H(m)	1,7						
γ_{nat} (ton/m ³)	1,82	Estrato 3		15			
H(m)	13						
Df (m)	2,90						
Po (ton/m ²)	12,42						
Pc (ton/m ²)	29,00						
Cs	0,046						
Cc	0,472						
P (ton/m²)		17,57	P' (ton/m²)		23,09		
CÁLCULO DE INCREMENTO DE PRESIÓN PROMEDIO							
z (m)	B/2	L/2	m	n	Δp (ton/m ²)	%P	Δp prom(ton/m ²)
0,01	1,63	2,35	162,50	235,00	17,57	100	6,98
0,25	1,63	2,35	6,50	9,40	17,54	100	
0,50	1,63	2,35	3,25	4,70	17,33	99	
0,75	1,63	2,35	2,17	3,13	16,86	96	
1,00	1,63	2,35	1,63	2,35	16,11	92	
1,25	1,63	2,35	1,30	1,88	15,16	86	
1,50	1,63	2,35	1,08	1,57	14,08	80	
1,75	1,63	2,35	0,93	1,34	12,97	74	
2,00	1,63	2,35	0,81	1,18	11,86	68	
2,25	1,63	2,35	0,72	1,04	10,81	62	
2,50	1,63	2,35	0,65	0,94	9,83	56	
2,75	1,63	2,35	0,59	0,85	8,93	51	
3,00	1,63	2,35	0,54	0,78	8,12	46	
3,25	1,63	2,35	0,50	0,72	7,39	42	
3,50	1,63	2,35	0,46	0,67	6,73	38	
3,75	1,63	2,35	0,43	0,63	6,15	35	
4,00	1,63	2,35	0,41	0,59	5,62	32	
4,25	1,63	2,35	0,38	0,55	5,16	29	
4,50	1,63	2,35	0,36	0,52	4,74	27	
4,75	1,63	2,35	0,34	0,49	4,37	25	
5,00	1,63	2,35	0,33	0,47	4,03	23	
5,25	1,63	2,35	0,31	0,45	3,73	21	
5,50	1,63	2,35	0,30	0,43	3,46	20	

5,75	1,63	2,35	0,28	0,41	3,22	18
6,00	1,63	2,35	0,27	0,39	2,99	17
6,25	1,63	2,35	0,26	0,38	2,79	16
6,50	1,63	2,35	0,25	0,36	2,61	15
6,75	1,63	2,35	0,24	0,35	2,45	14
7,00	1,63	2,35	0,23	0,34	2,30	13
7,25	1,63	2,35	0,22	0,32	2,16	12
7,50	1,63	2,35	0,22	0,31	2,03	12
7,75	1,63	2,35	0,21	0,30	1,92	11
8,00	1,63	2,35	0,20	0,29	1,81	10
CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS						
METODOLOGÍA 1			METODOLOGÍA 2			
P (kN/m ²)	175,67		P (MPa)	0,18		
B (m)	3,25		B (mm)	3250		
L (m)	4,70		L (mm)	4700		
Df (m)	2,90		v(-)	0,35		
h ciclopeo(m)	0,00		A (mm ²)	15275000		
t (m)	0,45		L/B	1,45		
Eccto (kPa)	21538106		Es (Mpa)	100,00		
Eo (kPa)	50162		Bz (-) Rígido	1,0889		
ke (kPa/m)	14035		Bz (-) Flexible	1,0734		
v (-)	0,35		Se (mm) C.rígida	5,53		
H (m)	8,00		Se (mm) C.flexible	5,61		
Be	4,41		Método 1			
B	0,81					
H/Be	1,81		Método 2			
Ig	0,50					
If	0,822		$Se = \frac{P(1 - v^2)\sqrt{A}}{Es * Bz}$			
Ie	0,910					
Se (m)	0,005					
Se (mm)	5,07					
ASENTAMIENTO						
POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA						
Po	Δp		Po+Δp		Pc	
(ton/m2)	(ton/m2)		(ton/m2)		(ton/m2)	
12,42	6,98		19,40		29,00	
Método de	H		Cs		e_o	

cálculo	(m)	(-)	(-)
po+Δp < Pc	8,00	0,046	1,45
Sp (mm)		29,09	

DIMENSIONES							
ZAPATA 45							
B (m)	1,20						
L (m)	3,45						
eB (m)	0,42						
eL (m)	0,37						
B' (m)	0,36						
L' (m)	2,71						
h (m)	0,35						
A (m ²)	4,14						
Columnas y Pantallas	PT121						
Q servicio (ton)	119,87						
Q neta(ton)	114,19						
CONDICIONES					PROFUNDIDAD		
SUELO DE CIMENTACIÓN					(m)		
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75		Estrato 1	0,3			
H(m)	0,3						
γ _{nat} (ton/m ³)	1,75		Estrato 2	2			
H(m)	1,7						
γ _{nat} (ton/m ³)	1,82		Estrato 3	15			
H(m)	13						
Df (m)					3,20		
Po (ton/m ²)					9,55		
Pc (ton/m ²)					29,00		
Cs					0,046		
Cc					0,472		
P (ton/m²)		27,58		P' (ton/m²)		115,62	
CÁLCULO DE INCREMENTO DE PRESIÓN PROMEDIO							
z (m)	B/2	L/2	m	n	Δp (ton/m ²)	%P	Δp prom(ton/m ²)
0,01	0,60	1,73	60,00	172,50	27,58	100	
0,25	0,60	1,73	2,40	6,90	26,87	97	

0,50	0,60	1,73	1,20	3,45	23,93	87
0,75	0,60	1,73	0,80	2,30	20,15	73
1,00	0,60	1,73	0,60	1,73	16,71	61
1,25	0,60	1,73	0,48	1,38	13,89	50
1,50	0,60	1,73	0,40	1,15	11,61	42
1,75	0,60	1,73	0,34	0,99	9,79	35
2,00	0,60	1,73	0,30	0,86	8,32	30
2,25	0,60	1,73	0,27	0,77	7,12	26
2,50	0,60	1,73	0,24	0,69	6,14	22
2,75	0,60	1,73	0,22	0,63	5,34	19
3,00	0,60	1,73	0,20	0,58	4,67	17
3,25	0,60	1,73	0,18	0,53	4,12	15
3,50	0,60	1,73	0,17	0,49	3,65	13
3,75	0,60	1,73	0,16	0,46	3,25	12
4,00	0,60	1,73	0,15	0,43	2,91	11
4,25	0,60	1,73	0,14	0,41	2,62	10

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS

METODOLOGÍA 1		METODOLOGÍA 2	
P (kN/m ²)	275,81	P (MPa)	0,28
B (m)	1,20	B (mm)	1200
L (m)	3,45	L (mm)	3450
Df (m)	3,20	v(-)	0,35
h ciclópeo(m)	0,00	A (mm ²)	4140000
t (m)	0,35	L/B	2,88
Eccto (kPa)	21538106	Es (Mpa)	100,00
Eo (kPa)	54372	Bz (-) Rígido	1,1438
ke (kPa/m)	14035	Bz (-) Flexible	1,1250
v (-)	0,35	Se (mm) C.rígida	4,31
H (m)	4,25	Se (mm) C.flexible	4,38
Be	2,30	Método 1 $Se = \left(\frac{P * Be * Ig * If * Ie(1 - v^2)}{Eo} \right)$ Método 2 $Se = \frac{P(1 - v^2)\sqrt{A}}{Es * Bz}$	
β	1,69		
H/Be	1,85		
Ig	0,60		
If	0,796		
Ie	0,884		
Se (m)	0,004		
Se (mm)	4,32		

ASENTAMIENTO			
POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA			
Po	Δp	Po+Δp	Pc
(ton/m2)	(ton/m2)	(ton/m2)	(ton/m2)
9,55	10,18	19,73	29,00
Método de cálculo	H	Cs	e_o
po+Δp < Pc	(m)	(-)	(-)
	4,25	0,046	1,45
Sp (mm)		25,14	

Anexo 9. Geología de la zona.

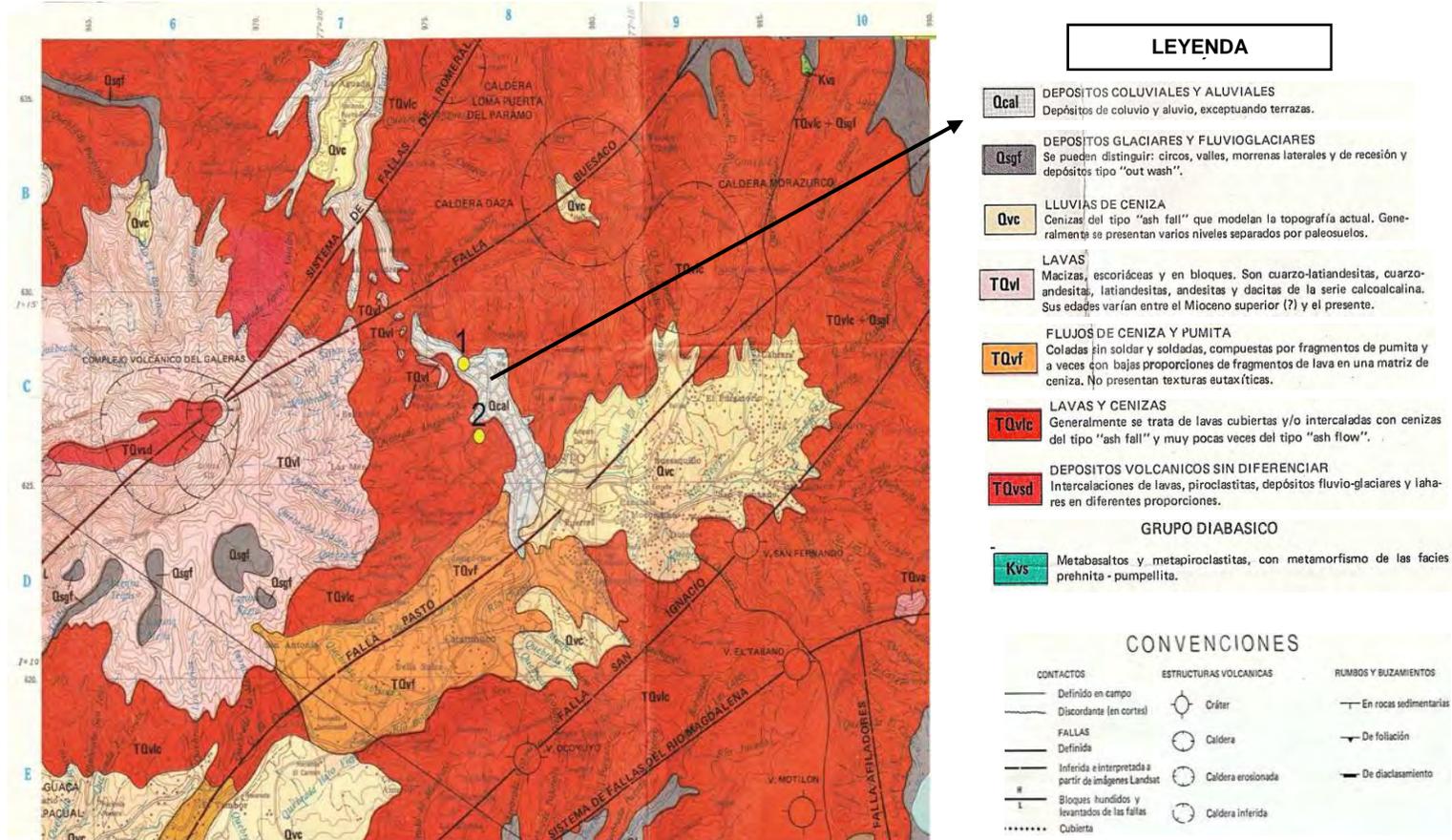
De acuerdo con la memoria explicativa del Instituto Colombiano de Geología y Minería (INGEOMINAS), de la plancha geológica 429, el entorno geológico de la Universidad de Nariño sede Torobajo, ubicada en la Ciudad de Pasto, cerca del río Pasto, se desarrolla en medio de depósitos del cuaternario, de origen aluvial y coluvial principalmente (Q_{cal}). Los depósitos aluviales se componen de gravas, arenas, limos, arcillas, bolones y bloques de cantos redondeados a subangulosos. Los depósitos coluviales se componen de material heterogéneo, tanto en tamaño como en origen, conformados por gravas con bolonería y bloques subangulosos que forman generalmente conos de deyección.

En los alrededores de la zona del proyecto es común encontrar depósitos relacionados con la actividad volcánica del Terciario-Cuaternario, que representa cerca del 75% de la plancha geológica 429 y están asociados a diferentes centros de erupción, localizados en el Altiplano Nariñense y en las Cordilleras Occidental y Centro – Oriental, de estos focos volcánicos el más destacado que se encuentra dentro de la plancha es el Volcán Galeras. Se destaca la presencia de unidades litológicas clasificadas como:

- Lavas y cenizas (TQ_{vic}); bastante distribuidas en toda la plancha geológica.
- Flujos de ceniza, pumita y escoria (TQ_{vf}); los afloramientos más destacados de este tipo se hallan en el sector de la desembocadura del río Bobo al río Guáitara, en la carretera Panamericana Pasto – Ipiales y en los sectores Pasto – Genoy - Pasto.
- Lluvias de ceniza (Q_{vc}); representan la actividad explosiva de los diferentes focos volcánicos, están suavizando una morfología preexistente y modelan, en gran parte, la actual. Son importantes los depósitos del sector de Bomboná y Yacuanquer y los de Imués y Funes. Presentan una morfología de lomas

pequeñas y redondeadas con estructuras típicas de depósitos sedimentarios, como gradación.

Entorno geológico de la Universidad de Nariño



Fuente: Rosales (2013); Modificado de Plancha 429 Ingeominas. (1) Ubicación de la Universidad de Nariño sede Torobajo (2) Universidad de Nariño, sede VIPRI.